SALVA

1967 1

R

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

E1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1963

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

1

1967

VOLUMUL 21. Nr. 1
IANUARIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. ing. Dumitrescu F. Dan, candidat în științe tehnice (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, ing. Scarlat Adrian, candidat în științe tehnice

SUMAR

C. AVRAM, D. ANASTASESCU, O. MÎRŞU, I. MUNTEANU

Consideraţii asupra calculului diafragmelor-cadre din beton armat 1

E. KEINTZEL

Calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere cu stîlpi axial-deformabili la forţe orizontale 10

P. CONSTANTINESCU

Unele rezultate obţinute în controlul ultrasonic al îmbinărilor sudate cap la cap în cadrul Laboratorului central al Ministerului de Construcţii pentru Industria Chimică şi Rafinării 12

D. STATE, D. MANARE, M. TRAUBICI

Accelerarea întăririi betoanelor din elemente prefabricate prin tratare termică în tipare încălzitoare 24

M. KAHAN

Betoane cu lucrabilitate sporită prin adaos de plastifianţi (lignosulfonat de calciu) . . 33

C. T. GEREB, V. APOSTOLESCU

Despre metodele de proiectare a fundaţiilor de turbogeneratoare 37

A. STĂNESCU, L. LAZĂRESCU, FLORENCE DIACONESCU

Încălzirea halelor industriale cu panouri radiante 44

CRONICA

RECENZII

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria : Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 130.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în cont avans conform aprobării D.G.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

SUMMARY

C. AVRAM, D. ANASTASESCU, O. MIRȘU, I. MUNTEANU: Considerations on the calculation of reinforced concrete frame-diagrams.

The authors analyse and present under a unitary form the procedures of calculation used for solving space structures built up from diaphragmes and frames: some indications are given on the way, and field, of application, and difficulties encountered in solving structures with flexible frames and diaphragms are outlined.

A new procedure is suggersted for solving structures with flexible diaphragms with the aim to reduce the amount of calculations.

E. KEINTZEL: Calculating single span, symmetric multi-storey frames built with pillars susceptible to axial distortions when submitted to horizontal stresses.

The author suggests a new method for calculating symmetric multi-storey erames, having a single opening and loaded with horizontal stresses concentrated the knots. In contrast with the usual procedures of calculation – where the effect produced by axial stresses on displacements is neglected – the new procedure suggested takes also into consideration the possible elongations (contractions) which take place in the pillars. The need for such a competed calculation appears in the case of pillars with voids, where the sole spacing is small.

Starting from this procedure of calculation, one may assess the limt beyond which one should not overlook to take care of the ffeect procuced in the calculations by the susceptibility of the pillars to axial distortions.

P. CONSTANTINESCU: Some results obtained with the ultrasonic testing of butt weldments.

The author presents an up-to-date review of the testing technology and equipment used and makes some suggestions on the ways to follow for flaw detection in butt welded joints.

D. STATE, D. MANARE, M. TRAUBICI: Speeding up the hardening of concrete fabricated elements through thernal treatment in heating moulds.

Beginning with 1964, the Research Institute for Buildings and Construction Economy (INCERC) has launched a programme of sytematized studies whose aim was to provide for a scientific basis for the process used to speed up the hardening of concrete prefabricated elements through thermal treatment in heating moulds and also to delineate its field of applicabiilty.

After a brief presentation of the study, the conclusions reached at are shown; these conclusions have validated the process and estailished the conditions required for ist applyication in industry.

M. KAHAN: Concretes with an increased workability through aadditions of plasticizers.

The author presents the results obtained subsequent to research work carried out at the laboratory bench and some actual applications carried out at a full-scale level on concretes with additions of calcium ligno-sulphonate, produced at the Pulp Factory in Zărnești.

In conclusion it is shawn that the calcium ligno-solphonate acts as a plasticizer on the concrete, confering to the latter a more plastical consistency and a greater mobility. In the mean time, lingo-sulphonate concretes have a tensile strenghth higher than those deprived from this addition, their water-tightness is higher, their adherence to the reinforcement is about 5% stronger while the shrinkage is practically the same as that of standard concretes.

C. T. GEREB, V. APOSTOLESCU: On the methods used for calculating foundations for turbo-generators.

The work is a synthesis of the main problems encountersed in the design of turbo-generator foundations, the stress being laid on the dynamic calculation for this type of structures and on the assumptions and premises laying at the grounds of this calculus.

A special section is devoted to the development of a dynamic model aproximating the actual full-size structure and its possibilities of application are considered by using modern methods of calculation.

A particular attention is paid to the way of introducing into calculations the parameters of a randomly nature.

A. STĂNESCU, L. LĂZĂRESCU, F. DIACONESCU: Industrial hall heating through radiation panels.

The heating system based on radiation panels as it was actually installed at the FANEM Factory, is considered, as compared against the system based on hot air circulated through aerotherms.

In conclusion, it is shown that, from a physiological point of view, the main advantage offered by the radiation panel heating system is that, when the panels are correctly located, the persons involved breathe a fresher air while the confort corresponds to a higher temperature.

For such a confort, the work rate is higher. Moreover, as the temperatur of the air is about constant throughout the whole height of the room, the air draughts are greatly elimineted.

This heating system is particularly well suited for industrial hall heating.

SOMMAIRE

C. AVRAM, D. ANASTASESCU, O. MIRȘU, I. MUNTEANU : Considérations sur le calcul et sur les diagrammes-cadres en béton armé.

Les auteurs analysent et présentent sous une forme unitaire les procédés de calcul appliqués pour solutionner les structures spaciales comprenant diaphragmes et cadres en donnant des indications sur le mode et domines d'application ; on révèle certaines difficultés rencontrées dans la résolution des structures constituées des cadres et diaphragmes flexibles.

On propose en même temps un nouveau procédé pour solutionner les structures à diaphragmes flexibles, dans le but de réduire le volume des opérations de calcul

E. KEINTZEL : Le calcul de cadres étagés symmétriques à une seule ouverture et à piliers déformables axialement, soumis aux forces horizontales.

L'auteur propose un procédé pour calculer les cadres étagés symmétriques, à une seule ouverture, solicités par des forces horizontales concentrées dans les noeuds. À la différence des calculs habituels – où l'influence exercée par les forces axiales sur les déplacenents est négligée – le procédé proposé tient compte aussi des éventuels allongements (contractions) des piliers. La nécessité d'un calcul ainsi complété apparait notamment dans le cas des piliers à jours, où la distance entre les semelles est faible.

En employant un tel procédé, on pourrait établir la limite à partir de laquelle se fait ressentir la nécessité de prendre en considération, dans les calculs effectués, l'influence de la déformabilité axiales des piliers.

P. CONSTANTINESCU : Quelques résultats obtenus au moyen du contrôle par ultra -sons des joints soudés bout à bout.

L'auteur présente un exposé, très à jour, des principes gouvernant la technique d'essai l'outilage et le mode d'identifier les défauts dans les joints soudés bout à bout.

D. STATE, D. MANARE, M. TRAUBICI : Accélération du durcissement des bétons en éléments préfabriqués par traitement thermique en moules chauffantes.

Pour trouver un fondement scientifique à l'accélération du durcissement des bétons en éléments préfabriqués par traitement thermique en moules chauffante et pour en établir le domaine d'applicabilité, l'Institut de la Recherche en Constructions et de l'Économie des Constructions (INCERC) a lancé un programme d'études systématiques, à partir de 1964.

Après une brève présentation de l'étude, les auteurs montrent les conclusions des recherches entreprises, conclusions qui ont établi la valabilité du procédé et les conditions de son application en industrie.

M. KAHAN : Bétons à ouvrabilité accrue par addition de plastifiants

L'auteur présente les résultats des recherches à l'échelle de laboratoire et des applications mises en oeuvre sur le chantier, portant toutes sur les bétons à addations de ligno-sulfonate de calcium, produit par la fabrique de cellulose de Zărnești.

En conclusion, il est montré que le lingo-sulfonate de calcium a un effet plastifiant sur le béton, lui confère une consistance plus plastique et une plus grande mobilité. En même temps, les bétons à ligno-sulfonate ont une résinstanc à la traction meilleure que ceux qui ne contiennent pas cette addition, leur imabilité est plus élevée, leur adhérence à l'armature est de 5% environ plus forte, cependant que le retrait est pratiquement égal à celui des bétons étalons.

C. T. GERÉB, V. APOSTROLESCU : Sur les méthodes employées dans le calcul des fondations pour turbo-génératrices.

Les auteurs font une synthèse des principaux problèmes de l'étude des fondations pour turbo-génératrices, en insistant particulièrement sur leur calcul dynamique, sur les hypothèses et prémisses qui restent à la base du calcul.

Un chapitre spécial est destiné à l'évolution du modèle dynamique approximat la structure réelle ; les possibilités d'application sont analysées en metent en jeu les procédés modernes de calcul.

Une attention pariculière est accordée à la manière dont on introduit dans le calcul les paramètres à caractère aléatoire.

A. STĂNESCU, L. LĂZĂRESCU, F. DIACONESCU : Chauffage des halls industriels par panneaux radiants.

Les auteurs analysent le système de chauffage par panneaux radiants installé à la fabrque FANEM, par comparaison avec le système à l'air chaud circulé par aéro-thermes.

En conclusion, il est montré que le principal avantage du chauffage par panneaux radiants du point de vue physiologique, c'est que, si on leur assure une implantation raisonable, l'homme respire un air plus frais, mais le confort reste pourtant celui que l'on aurait obtenu avec une température plus élevée.

Pour un tel confort, la productivité du travail est plus élevée. En outre, la température de l'air dans le sens de la hauteur étant plus ou moins constante dans la chambre, on élimine de la sorte la formation des courants.

Ce système de chauffage este particulièrement indiqué pour le chauffage des halls industriels.

INHALT

C. AVRAM, D. ANASTASESCU, O. MIȘCU, I. MUNTEANU : Einige Betrachtungen über die Berechnung von rahmenartigen Stahlbeton-Diaphragmen

Im Artikel werden untersucht und unter einer einheltlichen Form vorgeführt diejenigen Berechnungsverfahren die bei der Lösung von aus Rahmenwerken und Diaphragmen bestehenden räumlichen Tragwerken angewandt werden. Es folgen einige Hinweise über Anwendungsart und Anwendungsbereich und es werden hervorgehoben einige Schwierigkeiten denen man bei der Lösung von aus biegsamen Diaphragmen und Rahmen bestehenden Tragweken begegnet.

Es wird ebenfalls vorgeführt ein neues Lösungsverfahren für Tragwerke mit biegsamen Diaphragmen abgezielt auf einen reduzierten Berechnungsaufwand.

E. KEINTZEL : Zur Berechnung von symetrischen mehrgeschössigen Rahmenwerken mit einer einzigen Spannweite und achsial verformbaren Säulen unter dem Angriff von horizontalen Lasten

Der Verfasser schlägt vor ein Verfahren zur Berechnung von symetrischen mehrgeschössigen Rahmenwerken mit einer einzigen Spannweite und von in den Kontenpunkten konzentriert angreifenden horizontalen Lasten belastet. Anders als in den üblichen Berechnungsverfahren – die den Einfluss der Achsialkräfte auf die Verschiebungswerte vernachlässigen – berücksichtigt das vom Verfasser vorgeschlagene Verfahren auch etwaige Verlängerungen (bzw. Verkürzungen) der Rahmenstiele. Ein derartig ergänztes Berechnungsverfahren einzuführen erscheint als berechtigt bei der Bemessung von Rahmenstielen mit Hohlräumen, besonders im Falle eines geringen Abstandes zwischen den Gurtungen.

Auf Grund dieses Berechnungsverfahrens werden hinterher die Grenzwerte bestimmt von denen ab es nötig ist bei der Bemessung auch die achsiale Verormbarkeit der Rahmenstiele zu berücksichtigen.

P. CONSTANTINESCU : Einige Ergebnisse der Ultraschallprügung von Stossverbindungen

Im Artikel werden vorgeführt die modernen Grundlagen dieses Prüfverfahrens und der diesbezüglich angwandeten Apparatur; es folgen Hinweise die der Erkundung der Fehler der Stossverbindungen dienen sollen.

D. STATE. D. MANARE, M. TRAUBICI : Beschleunigte Erhärtung der Betonfertigteile durch Warmbehandlund in Heizschalungen

Ab 1964 wurden im Forschungsinstitut für Bauwesen und Bauwirtschaft (INCERC) systematische Studien durchgeführt um die beschleunigte Erhärtung der Betonfertigteile durdh Warmbehandlung in Heizschalungen wissenschaftlich zu bergrünfden und den Anwendungsbereich dieses Verfahrens zu bestimmen.

Nach einer kurzen Darlegung der Forschungsarbeiten werden im Abschluss die Schlussfolgerungen vorgeführt und die industriellen Anwedungsbedingungen des Verfahrens beschrieben.

M. KAHAN : Betone mit besserer Verarbeitabarkeit durch Zusatz von Plastifizierungsmittel

Der Verfasser führt vor die Ergebnisse einiger im Laboratorium durchgeführten Versuchsarbeiten sowohl wie die Anwendungsmöglichkeiten von Betonen denen Kalziumlignosulphonat, in der Zellulosefabrik Zărnești hergestellt, beigemengt wurde.

Im Abschluss wird hervorgehoben der plastifizwierende Rinfluss des Kalziumlignosulphonats als Betonzusatzmittel angewandt: Plastizität und höhere Beweglichkeit. Betone mit Lignosulphonat weisen auch folgende Eigenschaften auf: höhere Zugfestigkeitswerte als die der Betone ohne Zusatzmittel, höhere Undurchlässigkeit, Stahlhaftung um etwa 5% erhöht. Schwindmass praktisch gleich dem eines Richtmassbetons.

C. T. GERÉB, V. APOSTOLESCU : Zur Berechnung von Turbogeneratrorfundamenten

In kurzem werden vorgeführt die wichtigsten Fragen der Berechnung von Turbogeneratorfundamenten – dynamische Bemessung solcher Konstruktionen, grundlegende Berechnungsannahmen.

Ins besondere wird beschrieben die EntPicklung des dynamischen Models das einer annäherenden Berechnung der wirklichen Tragkonstruktion dienen soll und untersucht die Anwendungsmöglichkeiten dieser modernen Berechnungsverfahren.

Besonder Aufmerksamkeit wird der Einführung von Parametern aleatorischen Charakters geschenkt.

A. STĂNESCU, L. LĂZĂRESCU, F. DIACONESCU : Strahlungstafeln für die Beheizung von Industriehallen

Die Verfasser legen einzeln dar das Beheizungsverfahren mit Strahlungstafeln das in der FANEM-Fabrik angewandt wurde und vergleichen es mit einer Warmulftbeheizung.

Im Abschluss wird hervorgehoben dass, von einem physiologischen Standpunkte aus betrachtet, der wichtigste Vorteil einer Beheizung mit Strahlungstafeln darin besteht dass die Leute eine kühlere Luft einatmen – infolge einer zweckmässigen Anordung der Strahlungstafeln – aber die Behaglichkeit einer höheren Temperatur entspricht.

Solch eine Behaglichkeit bringt mit sich auch eine Steigerung der Arbeitsproduktivität. Da die Temperatur des Raumes ungefähr konstant der Höhe entlang ist wird auch das Entstehen von Luftzügen vermieden.

Dieses Beheizungsverfahren eignet sich vortrefflich zur Beheizung von Industriehallen.

СОДЕРЖАНИЕ

К. АВРАМ, Д. АНАСТАСЕСКУ, О. МЫРШУ и Н. МУНТЯНУ: Соображения по расчету железобетонных рам-диафрагм.

В статье анализируются и представлены в одном виде приемы рассчета которыми решаются пространственные схемы состоящие из диафрагм и рам; указаны так же способ и области применения выявив некоторые затруднения возникшие при решении схем состоящих из рам и гибких диафрагм. Одновременно предлогается новый способ уменьшающии объем расчетов при решении схем с гибкими диафрагмами.

Е. КАИНЦЕЛ Расчет симетричных однопролетных этажированных рам с аксиально деформируемыми коланами при гори-зонтальных натрузках.

Автор предлагает прием расчета этажированых симетричных рам однопролетных подвергнутых горизонтальным силам сосредоточеным в узлах. В отличие от от обычного расчета при котором преневрегается влияние осевых усилий на перемещения предлагаемый прием учитывает и возможные удлинения (юкорачивания) калон. Необходимость такого полного расчета возникает при колонах с проемами у которых расстояние между полками невелико,

П. КОНСТАНТИНЕСКУ: Некоторые результаты полученные при контроле ультразвуками торцевой сварки.

В статье описаны в свете последних достижений принципы приемов испытания, аппаратура и даются рекомендации относительно способов опознования деффектов при торцевой сварке.

Д. СТАТЕ, Д. МАНАРЕ, М. ТРАУБИЧ: Ускорение твердения бетона в сборных элементах путем их теплобработки в обогревающих формах.

В целях научного обоснования способа ускорения твердения сборных элементов путем их теплообработки в обогревающих формах и определения области применения данного способа в Институте по Исследованию строительства и экономики строительства начиная с 1964 начаты систематические исследования.

В статье после краткого изложения исследований приведены заключения к которым пришли и на основе которых определены действенность и условия применения в проышленности указанного способа.

М. КАХАН: Бетон повышенной удобоукладываемости достигнутой пластифицирующей добавкой.

Автор представляет результаты лабораторных испытаний и применений на стройке бетона с добавкой сернолигнина кальция изготовляемого целлюлезным заводом в Зэрнештах.

В заключений указывается на то что сернолигнин кальция действует на бетон как пластификатор придавая ему большую пластичность и подвижность. В тоже время бетон изготовленный с такой добавкой обладает прочностью при растяжении большей чем бетон без этой добавки, его водонепроницаемость повышена, сцепление с арматурой на 5 % больше а усадка практически равна усадке эталонного бетона.

Т. ГЕРЕБ, В. АПОСТОЛЕСКУ: О методах расчета фундаментов под турбогенераторы.

В статье синтетически представлены важнейшие проблемы проектирования фундаментов под турбогенераторы поставив акцент на динамический расчет расчетных схем такого рода и на гипотезы и предпосылки которые заложены в основу этого расчета.

Особая глава отведена эволюции динамической модели приближающейся к реальной схеме и проанализированы возможности применения их используя современные способы расчета.

Уделено особое внимание способу введения в расчет параметров имеющих случайный характер.

А. СТЭНЭСКУ, Л. ЛЭЗЭРЕСКУ, Ф. ДИАКОНЕСКУ: Обогревание промышенных цехов из лучающими панелями.

Авторы анализируют систему отопления фабрики Фанем при помощи излучающих панелей в сопоставлении с отоплением теплым воздухом подаваемым аэротермами.

В заключении указывается но то что важнейшим достоинством — с физнологической точки зрения — первой системы отопления при правельном расположении панелей является то что человек дышит более прохладным воздухом в то время как конфорт соответствует более высокой температуре. При таком конфорте производительность труда выше и кроме этого по высоте помещения температура воздуха приблезительно постоянная и исключается образование воздушных течений.

Эта система отопления весьма подходящая для промышленных цехов.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Consideraţii asupra calculului diafragmelor-cadre din beton armat [*]

Prof. ing. C. Avram,
Membru corespondent al Academiei R. S. R.
Institutul politehnic – Timişoara

ing. D. Anastasescu,
D.S.A.P.C. – Banat

conf. dr. ing. O. Mîrşu
Institutul politehnic – Timişoara

conf. ing. I. Munteanu
Institutul politehnic – Timişoara

1. INTRODUCERE

Structurile de rezistenţă multietajate, alcătuite din diafragme şi cadre de beton armat solidarizate prin intermediul planşeelor, au obţinut în ultimii ani o largă răspîndire, datorită rigidităţii lor deosebite la acţiunea sarcinilor orizontale (vînt, cutremur), conducînd astfel la rezolvări economice. Calculul unor asemenea structuri prezintă dificultăţi datorită atît complexităţii spaţiale a ansamblului, cît şi conlucrării directe dintre diafragmă şi cadre, în cazul cînd aceste două elemente de rezistenţă sînt coplanare (fig. 1).

Pentru a elimina aceste inconveniente, unii proiectanţi consideră în calcule sarcinile orizontale aplicate numai diafragmelor; cadrelor li se atribuie astfel doar preluarea sarcinilor gravitaţionale, în ipoteza nodurilor nedeplasabile liniar.

Datorită însă legăturilor reale dintre diafragme şi cadre, eforturile din diafragme vor fi reduse faţă de cele obţinute prin calculul simplificat de mai sus, iar în cadre vor rezulta eforturi sporite (fig. 2). În general, în cazul structurilor cu diafragme mai puţin flexibile, această distribuţie de eforturi va conduce la o reducere a armăturii diafragmelor şi totodată a armăturii totale din structură. Sporurile de eforturi rezultate în secţiunile cadrelor nu necesită majorarea secţiunilor de beton şi armătură date de calculul la sarcini fundamentale (sarcini verticale), deoarece pentru acestea se prescrie un coeficient de siguranţă mai mare decît pentru cele accidentale sau extraordinare.

În cazul structurilor cu diafragme flexibile[**] aplicarea calculului simplificat menţionat mai sus poate conduce, pe lîngă supradimensionarea diafragmelor, şi la o subdimensionare apreciabilă a elementelor de cadru.

O serie de lucrări apărute în literatura tehnică a tratat rezolvarea structurilor spaţiale alcătuite din diafragme şi cadre, prezentînd atît procedee exacte de calcul [22, 21, 12], cît şi unele procedee cu caracter aproximativ [5, 10].

În această lucrare se analizează şi se prezintă sub o formă unitară aceste procedee de calcul, dîndu-se indicaţii asupra modului şi domeniilor de aplicare, sesizînd unele dificultăţi ivite în rezolvarea structurilor constituite din cadre şi diafragme flexibile.

Totodată se propune un nou procedeu de rezolvare pentru structurile cu diafragme flexibile, cu scopul de a reduce volumul de calcule (procedeul IV).

Rezolvarea teoretică a problemelor tratate contribuie la eficienţa proiectării structurilor constituite din diafragme şi cadre, la realizarea unei armări raţionale şi economice.

Prezentul studiu se referă numai la structurile alcătuite din elemente de rezistenţă verticale dispuse paralel faţă de sistemul ortogonal al axelor de rigiditate; cazul general al structurilor de rezistenţă dispuse neortogonal, mai rar întîlnit în domeniul clădirilor înalte, constituie obiectul unui studiu aparte.

2. PROCEDEE EXACTE

Dintre metodele generale de calcul (al eforturilor şi al deplasărilor), majoritatea autorilor au preferat metoda deplasărilor, care conduce la un număr mai mic de necunoscute.

Se consideră structura clădirii multietajate de tipul unui cadru spaţial ortogonal. Datorită rigidităţii în plan a planşeelor, la nivelul fiecărui planşeu i sînt necesare cîte trei legături de fixare, pentru împiedicarea deplasărilor posibile $\Delta_{i.A}$ $(\delta_{i.x},\ \delta_{iy},\ \varphi_{iz})$.

Considerînd sistemul de axe X, Y, Z, cu originea într-un punct C (fig. 1), se poate scrie sistemul ecuaţiilor de echilibru în metoda deplasărilor:

$$(\Sigma M)_{m.A} = 0, \quad (A = X, Y)$$

$$\sum_{l=1}^{n} r_{ml.A} \cdot \theta_{l.A} + \sum_{h=1}^{p} r_{mh.A} (\delta_{h.A} + \varphi_{h.Z}) + \mathfrak{M}_{m.A} = 0. \quad (1)$$

Sistemul spaţial fiind de tip ortogonal, rotirile nodurilor se separă în planele respective.

$$(\Sigma T)_{i.A} = 0, \quad (A = X, Y)$$

$$\sum_{k=1}^{t} \left(\sum_{l=1}^{n} r_{il.A}^{E_k} \cdot \theta_{l.A} + \sum_{h=1}^{p} r_{ih.A}^{E_k} (\delta_{h.A} + \varphi_{h.Z}) + \mathfrak{T}_{i.A}^{E_k} \right) = 0, \quad (2)$$

$$(\Sigma M)_{i.Z} = 0, \quad (A = X, Y, Z)$$

$$\sum_{k=1}^{t} \left(\sum_{l=1}^{n} r_{il.Z}^{E_k} \cdot \theta_{l.A} + \sum_{h=1}^{p} r_{ih.Z}^{E_k} \cdot \Delta_{h.A} + \mathfrak{M}_{i.Z}^{E_k} \right) = 0, \quad (3)$$

unde

$r_{ml.A}$ este momentul încovoietor produs în nodul m, după axa A din acţiunea deplasării unghiulare unitare a nodului $l (\theta_{l.A} = 1)$
$r_{mh.A}$ – momentul încovoietor produs în nodul m, după axa A, din acţiunea deplasării liniare sau unghiulare unitare a planşeului de la nivelul h, $(\Delta_{h.A} = 1)$
$\mathfrak{M}_{m.A}$ – momentul încovoietor produs în nodul m, după direcţia A, din acţiunea încărcărilor
$r_{il.A}^{E_k}$ – forţa de deviaţie ce apare la nivelul planşeului i în elementul E_k (cadru sau diafragmă) după direcţia A, din acţiunea $\theta_{l.A} = 1$
$r_{ih.A}^{E_k}$ – forţa de deviaţie ce apare în elementul E_k la nivelul i, după axa A, din acţiunea $\Delta_{h.A} = 1$
$\mathfrak{T}_{i.A}^{E_k}$ – forţa de deviaţie ce acţionează la nivelul i şi după direcţia A, în elementul E_k, din acţiunea încărcărilor
$\mathfrak{M}_{i.Z}^{E_k}$ – momentul de răsucire ce acţionează la nivelul i, pe elementul E_k din acţiunea încărcărilor.

Fig. 1

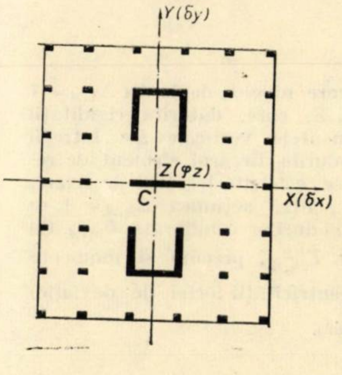
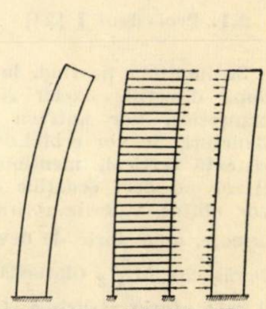


Fig. 2


a. DIAFRAGMA LIBERA b. DIAFRAGMA-CADRU

---

[*] Lucrare prezentată la Sesiunea de comunicări ştiinţifice a Centrului de cercetări tehnice al Bazei Academiei R.S.R. Timişoara, din 9–10 dec. 1966.

[**] Pe baza valorilor din figurile 16–19, respectiv a celor din tabela 1, se poate considera că structurile nr. 1 şi 2 au diafragme flexibile (deformate de tip cadru), iar structura nr. 3 este mai puţin flexibilă (deformată de tip consolă).

Rezolvînd sistemul de ecuaţii (1, 2, 3) se obţin deplasările unghiulare şi liniare reale ale nodurilor $\theta_{l,A}$ $(A = X, Y)$ şi $\Delta_{h,A}$, $(A = X, Y, Z)$ în funcţie de care rezultă momentele din secţiunile s, după axele $A = X, Y, Z$:

$$M_{s,A} = \sum_{l=1}^{n} r_{sl,A} \cdot \theta_{l,A} + \sum_{h=1}^{p} r_{sh,A} \cdot \Delta_{h,A} + \mathfrak{M}_{s,A}. \quad (4)$$

În cazul încărcărilor orizontale aplicate direct în noduri, momentele $\mathfrak{M}_{m,A}$ şi deci şi $\mathfrak{M}_{s,A}$ sînt nule.

Pentru simplificarea calculului spaţial se va neglija rigiditatea la torsiune a grinzilor sau plăcilor ce leagă între ele elementele rezistente verticale (diafragme, cadre). În cazul structurilor spaţiale simetrice, la care aceste elemente de legătură au rotirile nodurilor de la capete apropiate ca valoare şi în acelaşi sens, această simplificare nu conduce la diferenţe apreciabile faţă de un calcul spaţial riguros exact. În cazul structurilor nesimetrice, ce prezintă o distribuţie accentuat neuniformă a rigidităţii elementelor verticale, este necesară luarea în considerare şi a influenţei rigidităţii la torsiune a elementelor orizontale. În acest sens, pe baza diferenţelor de rotiri ale nodurilor de la capetele acestor grinzi în poziţia finală deformată a structurii, se pot calcula momentele de torsiune. Într-o nouă etapă de calcul, aceste momente se echilibrează în planele elementelor verticale. În cazul nerespectării condiţiilor de echilibru final al forţei de deviaţie, se reia calculul din prima etapă cu sarcinile neechilibrate.

În funcţie de mărimea rigidităţii la încovoiere a riglelor de legătură dintre cadru şi diafragmă, structura mixtă plană E_k poate fi considerată în calcule de tipul (a) sau (b) (fig. 3).

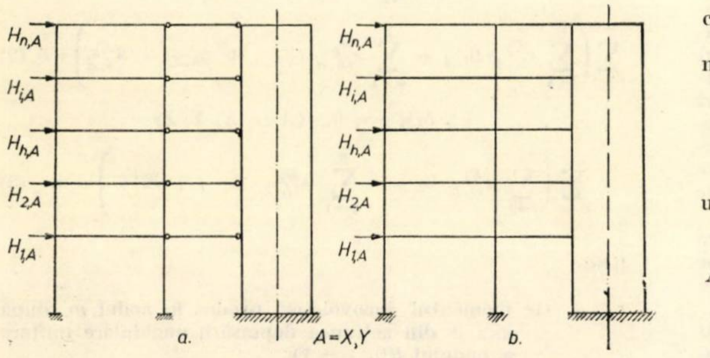


Fig. 3

În cazul (a), care prezintă avantaje în simplificarea calculului, determinarea momentelor de încovoiere ce apar în realitate, în capetele barelor de legătură, este suficient să se facă din poziţia finală deformată a întregii structuri spaţiale, considerînd barele de legătură perfect încastrate în diafragmă şi încastrate elastic în nodurile cadrului.

Forţele de deviaţie suplimentare, neechilibrate, ce apar datorită momentelor din capetele barelor de legătură, se pot echilibra într-o nouă etapă de calcul. În general însă, influenţa acestora este neglijabilă în mod practic.

Rezolvarea sistemului (1,2,3) este foarte laborioasă şi necesită utilizarea maşinilor electronice de calcul. Pentru simplificarea acestor operaţii de calcul, într-o serie de lucrări s-au propus diverse procedee de rezolvare a sistemului de ecuaţii. Se prezintă în continuare aceste procedee de calcul.

2.1. Procedeul I [23]

Se imprimă pe rînd, la fiecare nivel h, deplasări $\Delta_{h,A} = 1$ după direcţiile axelor X, Y, Z, care, datorită rigidităţii planşeelor, vor antrena elementele verticale ale întregii structuri. Se vor echilibra nodurile fiecărui element de rezistenţă vertical, menţinîndu-se celelalte legături de fixare. Rezolvînd deci ecuaţiile (1), pentru acţiunea $\Delta_{h,A} = 1$, se vor obţine valorile rotirilor nodurilor echilibrate, $\theta_{lh,A}$. Ca urmare, apar forţe de deviaţie $T^{E_k}_{ih,A}$, precum şi momente de răsucire, $M^{E_k}_{ih,Z}$ (datorită excentricităţii forţei de deviaţie) şi $m^{E_k}_{ih,Z}$ (prin răsucirea stîlpilor).

Acestea se obţin deci introducînd valorile $\theta_{l,h,A}$ în ecuaţiile (2, 3), adică :

$$\sum_{l=1}^{n} r^{E_k}_{il,A} \cdot \theta_{l,h,A} + r^{E_k}_{ih,A} = T^{E_k}_{ih,A}, \; (A = X, \; Y) \quad (5)$$

$$\sum_{l=1}^{n} r^{E_k}_{il,Z} \cdot \theta_{l,h,A} + r^{E_k}_{ih,Z} = M^{E_k}_{ih,Z} + m^{E_k}_{ih,Z} \quad (6)$$

Pentru $\Delta_{h,A} = 1$, $(A = X, \; Y)$ rezultă $m^{E_k}_{ih,Z} = 0$.

În cazul structurilor cu două plane verticale de simetrie, centrul C devine centrul de rigiditate (CR) şi sistemul de ecuaţii (2, 3) se separă în trei sisteme independente de n ecuaţii, avînd drept necunoscute deplasările $\Delta_{h,A}$ la nivelul planşeelor rigide :

$$\sum_{k=1}^{t} \left(\sum_{h=1}^{p} T^{E_k}_{ih,A} \cdot \delta_{h,A} + \mathfrak{T}^{E_k}_{i,A} \right) = 0, \quad (A = X, \; Y) \quad (7)$$

$$\sum_{k=1}^{t} \left[\sum_{h=1}^{p} \left(M^{E_k}_{ih,Z} + m^{E_k}_{ih,Z} \right) \varphi_{h,Z} + \mathfrak{M}^{E_k}_{i,Z} \right] = 0 \quad (8)$$

unde

$$M^{E_k}_{ih,Z} = T^{E_k}_{ih,A} \left(e^{E_k}_{i,A} \right)^2 ; \quad (9)$$

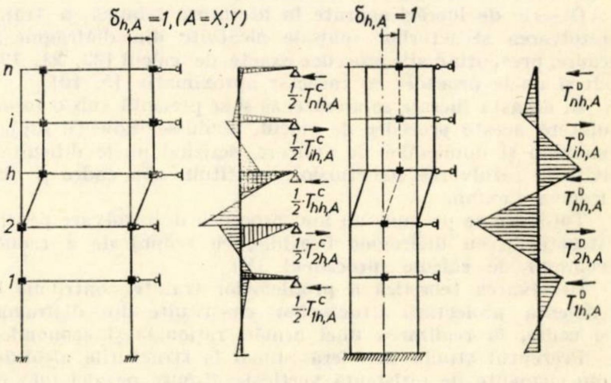
$e^{E_k}_{i,A}$ este excentricitatea forţei de deviaţie $T^{E_k}_{ih,A}$ faţă de centrul de rigiditate la nivelul i.

Considerînd încărcările aplicate în noduri, momentele finale vor fi :

$$M_{s,A} = \sum_{h=1}^{p} m_{sh,A} \cdot \Delta_{h,A} \quad (10)$$

unde

$m_{sh,A}$ este momentul în secţiunea oarecare s, după axa A din acţiunea $\Delta_{h,A} = 1$.



$\delta_{h,A} = 1, (A = X, Y)$
$\delta_{h,A} = 1$
n
i
h
2
1
$\frac{1}{2} T^{c}_{nh,A}$
$\frac{1}{2} T^{c}_{ih,A}$
$\frac{1}{2} T^{c}_{hh,A}$
$\frac{1}{2} T^{c}_{2h,A}$
$\frac{1}{2} T^{c}_{1h,A}$
$T^{D}_{nh,A}$
$T^{D}_{ih,A}$
$T^{D}_{hh,A}$
$T^{D}_{2h,A}$
$T^{D}_{1h,A}$

Fig. 4

Rezolvarea simultană a sistemului de ecuaţii (7) şi (8) fiind laborioasă necesită utilizarea maşinilor electronice de calcul.

2.2. Procedeul II [22]

Se consideră separat fiecare element vertical E_k acţionat de sarcinile $H_{i,A}$ concentrate în noduri (sau în cazul cutremurului de o încărcare similară ca distribuţie cu cea reală), ce acţionează asupra întregii structuri spaţiale. Se echilibrează aceste elemente de rezistenţă verticale plane relaxînd succesiv legăturile unghiulare şi liniare din cazul cadrelor, iar pentru diafragmă se face un calcul simplu de consolă (fig. 5).

Se determină deplasările liniare relative $\delta_{iA}^{E_k}$ $(A = XY)$, pentru fiecare dintre cele două tipuri de structuri (cadre, diafragme).

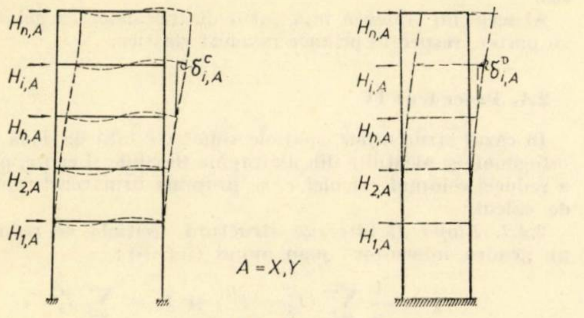


Fig. 5

Se determină valorile rigidităților relative de nivel :

$$R^{E_k}_{i,A} = \frac{\mathcal{T}^{E_k}_{i,A}}{\delta^{E_k}_{i,A}} \, . \tag{11}$$

Se distribuie sarcinile $H_{i,A}$ diafragmelor și cadrelor proporțional cu valorile $R^{E_k}_{i,A}$, pe baza metodei centrului de rigiditate [14], determinat în prealabil.

Cu noile încărcări se reia calculul, operațiile continuînd pînă cînd diferențele dintre ultimele valori $R^{E_k}_{i,A}$ sînt neglijabile.

Procedeul expus mai sus reprezintă de fapt rezolvarea sistemului de ecuații independente (7, 8) prin aproximații succesive.

Dacă se notează :

$$\sum_{h=1}^{p} T^{E_k}_{ih,A} \cdot \delta_{h,A} = R^{E_k}_{i,A} \cdot \delta_{i,A} \tag{12}$$

$$\sum_{h=1}^{p} \left(M^{E_k}_{ih,Z} + m^{E_k}_{ih,Z} \right) \varphi_{h,Z} = M^{E_k}_{i,Z} \cdot \varphi_{i,Z} \tag{13}$$

unde

$$M^{E_k}_{i,Z} = R^{E_k}_{i,A} \left(e^{E_k}_{i,A} \right)^2 + m^{E_k}_{i,Z}, \tag{14}$$

ecuațiile (7,8) devin :

$$\sum_{k=1}^{t} R^{E_k}_{i,A} \cdot \delta_{i,a} + \mathcal{T}^{E_k}_{i,A} = 0 \tag{15}$$

$$\sum_{k=1}^{t} M^{E_k}_{i,Z} \cdot \varphi_{i,Z} + \mathfrak{M}^{E_k}_{i,Z} = 0. \tag{16}$$

Ținînd seamă de cele de mai sus, ecuația (15) se poate scrie sub forma :

$$\sum_{k=1}^{t} \left[R^{E_k}_{i,A} \cdot \delta_{i,A} + \mathcal{T}_{i,a} \left(\frac{R^{E_k}_{i,A}}{\sum\limits_{k=1}^{t} R^{E_k}_{i,A}} + e_i \cdot e^{E_k}_{i,A} \frac{R^{E_k}_{i,A}}{\sum\limits_{k=1}^{t} M^{E_k}_{i,Z}} \right) \right] = 0. \tag{17}$$

Considerînd drept necunoscută principală în fiecare ecuație (17) rigiditatea de nivel $R^{E_k}_{i,A}$, valoarea finală a acesteia se obține din (17) prin aproximații succesive.

În general, iterația este suficient de convergentă. În cazul structurilor cu diafragme flexibile, pe baza exemplelor practice (exemplul de calcul), se remarcă însă o convergență extrem de lentă, la vîrful ansamblului, a deplasărilor celor două tipuri de structură (cadru, diafragmă). Aceasta se datorește rigidității cadrului care reține puternic extremitatea liberă a diafragmei printr-o forță de legătură ce anihilează valoarea forței direct aplicate, acționînd în sens invers acesteia.

Acest fenomen nu apare în cazul unei structuri constituite din elemente de rezistență verticale de același tip (numai cadre sau numai diafragme) sau din cadre și diafragme rigide.

Acest procedeu dă posibilitatea determinării sarcinilor seismice pe înălțimea construcției, considerînd că, în cazul vibrațiilor armonice, forța seismică de inerție, ce acționează la nivelul fiecărui planșeu, este proporțională cu produsul dintre masa nivelului respectiv și deplasarea orizontală a acestui nivel. În acest sens, la începutul fiecărui ciclu de iterație se determină noile sarcini seismice pe baza deplasărilor orizontale ale clădirii, obținute din ciclul precedent.

2.3. Procedeul III [12]

Acest procedeu de calcul este aplicabil structurilor simetrice față de două plane ortogonale. Întreaga structură spațială se reduce la o schemă plană de calcul, alcătuită dintr-o diafragmă și un cadru (fig. 6). Momentul de inerție la fiecare etaj, al diafragmei sau al cadrului, este egal cu suma momentelor de inerție a tuturor diafragmelor sau stîlpilor, respectiv riglelor de la etajul considerat, indiferent de forma și dimensiunile lor.

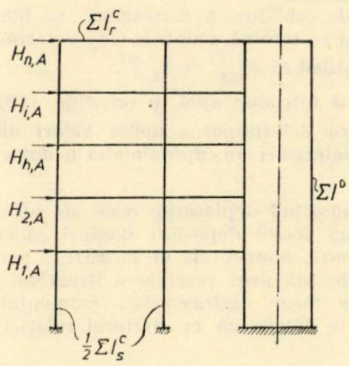


Fig. 6

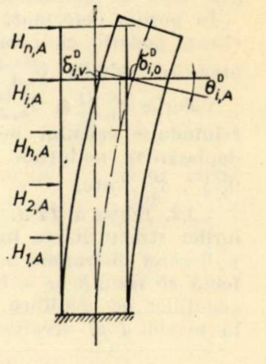


Fig. 7

Deși acest procedeu ar părea aproximativ, totuși conform rezultatelor obținute de [12], săgețile de la fiecare nivel, calculate pe schema simplificată plană, sînt foarte apropiate de cele reale ale structurii spațiale.

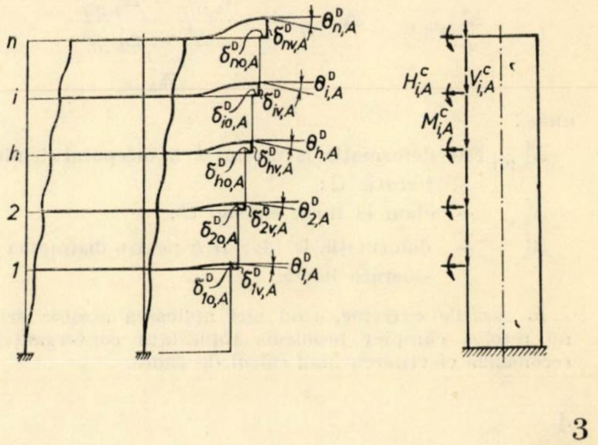
Calculul este condus în două etape :

2.3.1. Etapa I. Se consideră diafragma D_k, sub acțiunea sarcinilor $H_{i,A}$, și se determină deplasările $\delta_{io,A}$ $\delta_{iv,A}$, $\theta_{i,A}$ (fig. 7) ; cadrului C_k i se imprimă aceste deplasări și după echilibrarea nodurilor se obțin momentele $M^{C_k}_s$ (fig. 8). Se determină eforturile $M^{C_k}_i$, $V^{C_k}_i$ și $H^{C_k}_i$ în secțiunea de încastrare i a riglei cu diafragma. Sub acțiunea acestor eforturi se calculează deplasările $\delta'_{io,A}$, $\delta'_{iv,A}$, $\theta'_{i,A}$. Se reia calculul, imprimîndu-se cadrului deplasările : $\delta_{io,A} - \delta'_{io,A}$, $\delta_{iv,A} - \delta'_{iv,A}$, $\theta_{i,A} - \theta'_{i,A}$.

Calculul se continuă pînă cînd diferențele succesive dintre valorile deplasărilor devin neglijabile.

În acest procedeu de calcul, sistemul de ecuații din metoda deplasărilor se rezolvă prin aproximații succesive, ceea ce înseamnă de fapt adaptarea treptată a celor două tipuri de

Fig. 8



elemente ale structurii (cadre și diafragme) unul-altuia, pînă la obținerea unor deformații egale ale acestora.

Se scrie sistemul de ecuații (1) și (2) sub forma :

$$\sum_{l=1}^{n} r^{E}_{ml,A}\cdot\theta^{E}_{l,A}+\sum_{h=1}^{p} r^{E}_{mh,A}\cdot\delta^{E}_{h,A}+\mathfrak{M}^{E}_{m,A}=0, \qquad (18)$$

$$(E = C, D)$$

$$\sum_{l=1}^{n} r^{C}_{il,A}\cdot\theta^{C}_{l,A}+\sum_{h=1}^{p} r^{C}_{ih,A}\cdot\delta^{C}_{h,A}+\sum_{l=1}^{n} r^{D}_{il,A}\cdot\theta^{D}_{l,A}+$$

$$+\sum_{h=1}^{p} r^{D}_{ih,A}\cdot\delta^{D}_{h,A}+\mathcal{T}_{i,A}=0,\ (A = X, Y). \qquad (19)$$

Se consideră întîi articulații în toate nodurile cadrului ($r^{C}_{il,A} = r^{C}_{ih} = r^{C}_{ml} = r^{C}_{mh} = 0$) și din rezolvarea ecuațiilor (18) (19) se determină valorile $\theta^{D\,(1)}_{l,A}$, $\delta^{D\,(1)}_{h,A}$ datorită acțiunii întregii sarcini $\mathcal{T}_{i,A}$. Rezolvarea consolei se poate face și direct pe baza procedeului grinzilor conjugate sau aplicînd relațiile date în manualele tehnice.

În poziția deformată, de echilibru a diafragmei, se blochează nodurile cadrului și se rezolvă ecuațiile (18) determinîndu-se valorile $\theta^{C\,(1)}_{l,A}$, știind că $\delta^{C\,(1)}_{h,A} = \delta^{D\,(1)}_{h,A}$.

Valorile $\theta^{C\,(1)}_{l,A}$ și $\delta^{C\,(1)}_{h,A}$ se introduc apoi în ecuațiile (19), reluîndu-se calculul pentru determinarea noilor valori ale deplasărilor nodurilor diafragmei în aproximația a doua : $\theta^{D\,(2)}_{l,A}$, $\delta^{D\,(2)}_{h,A}$ etc.

2.3.2. Etapa a II-a. Cunoscînd deplasările reale ale nivelurilor structurii, se impun aceste deplasări fiecărui cadru și fiecărei diafragme în parte. Momentele de încastrare perfectă ce rezultă se echilibrează prin rezolvarea iterativă a ecuațiilor de echilibru. În cazul diafragmelor, momentele la nivelul i al acestora se determină cu ajutorul relației :

$$M_{i,A}=\frac{E\,J^{D_k}_{i,A}}{h_i^2}(\delta_{i+1,A}-2\delta_{i,A}+\delta_{i-1,A}). \qquad (20)$$

Această relație trebuie luată în considerație numai în cazul unui număr mare de niveluri.

În cazul în care diafragma se consideră în calcule grindă continuă, se aplică relația

$$\mathfrak{M}_{i,A}=\frac{6\,E\,J^{D_k}_{i,A}}{h_i^2}\,(\delta_{i,A}-\delta_{i-1,A}),\ (A = X, Y), \qquad (21)$$

urmînd a echilibra aceste momente.

În acest mod se ține seamă de efectele locale, datorită variațiilor rigidităților acestor elemente de rezistență verticale.

În cazul cînd verificările finale nu sînt satisfăcute referitor la suma globală a forțelor tăietoare, se repetă calculul iterativ. În acest caz, forma deformată a structurii servește drept punct de plecare pentru o nouă soluție iterativă în etapa I.

În cazul structurilor cu diafragme flexibile, aplicarea procedeului din etapa I conduce la o convergență lentă. De aceea, autorii procedeului de mai sus au indicat unele artificii (analitice sau grafice). Se indică următoarea formulă :

$$\Delta^{i}_{h\,(C+1)}=\Delta^{i}_{h\,(C)}+\frac{\Delta^{f}_{h\,(C)}-\Delta^{i}_{h\,(C)}}{1+\dfrac{\Delta^{l}_{h}-\Delta^{f}_{h\,(C)}}{\Delta^{i}_{h\,(C)}}} \qquad (22)$$

unde :

$\Delta^{i}_{h\,(C)}$ este deformația la nivelul h la începutul ciclului de iterație C;

$\Delta^{f}_{h,C}$ — idem la finele ciclului C;

Δ^{l}_{h} — deformația la nivelul h pentru diafragma considerată liberă.

În cazurile extreme, cînd nici aplicarea acestor artificii nu rezolvă complet problema rapidității convergenței, se recomandă efectuarea unui calcul de cadru.

Convergența poate fi de asemenea îmbunătățită, în aceste cazuri aproximîndu-se deplasările structurii mixte cu ajutorul abacelor [12], considerîndu-se deci în etapa I sistemul de tipul (*a*) și efectuînd în continuare calculul prezentat mai sus.

Abacele nu tratează însă cazul diafragmelor cu goluri sau cu parter, respectiv primele niveluri elastice.

2.4. Procedeul IV

În cazul structurilor spațiale simetrice față de două plane ortogonale și alcătuite din diafragme flexibile și cadre, pentru a reduce volumul calculelor, se propune următorul procedeu de calcul :

2.4.1. Etapa I. Întreaga structură spațială se reduce la un „cadru înlocuitor'' plan avînd (fig. 9) :

$$I_S=\frac{1}{2}\sum\,(I^{C}_{S}+I^{D})\ \text{și}\ I_r=\sum I^{C}_{r}$$

și fiind supus acțiunii sarcinilor totale $H_{i,A}$. Prin I^{C}_{S}, I^{C}_{r}, I^{D} se înțeleg momentele de inerție ale stîlpilor, riglelor, respectiv diafragmelor structurii spațiale.

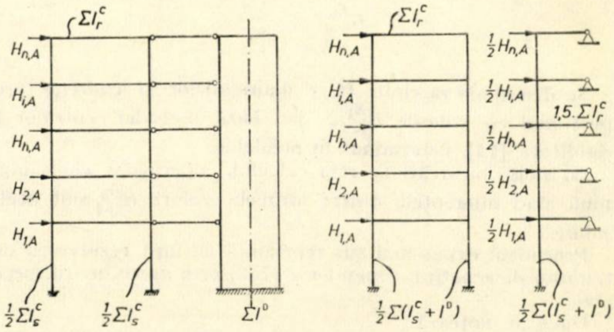


Fig. 9

Deplasările orizontale obținute pe această schemă simplificată sînt suficient de apropiate de cele obținute pe schema simplificată de tip „diafragmă-cadru'' prezentată la procedeul III (punctul 2.3) (a se vedea diagrama din fig. 10). În acest mod se elimină calculul de „diafragmă-cadru'', încă prea laborios și se operează pe un „cadru înlocuitor'' de tip „scară''.

Cadrul se rezolvă prin procedeul distorsiunilor [7], operînd în calcule cu rotiri [1]. În funcție de convergența sistemului de ecuații, la rezolvarea acestuia se va aplica :

a) procedeul iterației, cînd convergența este bună (acesta este cazul structurilor cu rigle puternice) ;

b) procedeul recurenței (cele două șiruri de transmiteri) cînd convergența este slabă (acesta este cazul riglelor flexibile).

Pentru a se intra în etapa următoare de calcul (II) cu valori ale deplasărilor liniare cît mai apropiate de cele exacte, se propune corectarea valorilor Δ_0 obținute din calculul simplificat, pe baza graficelor din figura 10.

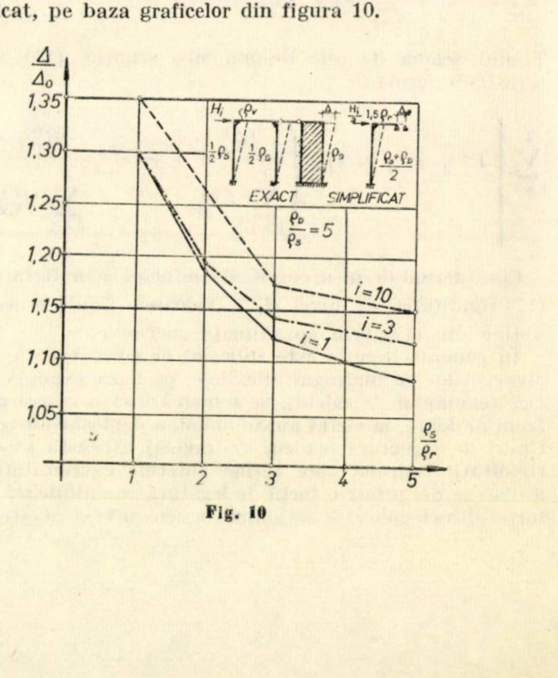


Fig. 10

De asemenea se poate ajunge la valori Δ_0 cît mai apropiate de cele exacte (Δ) prin echilibrarea succesivă a forţelor tăietoare neechilibrate ale „cadrului-diafragmă" ce rezultă din impunerea deplasărilor Δ_0 celor două elemente verticale (diafragma şi cadrul) după procedeul expus la etapa II. Din exemplul de calcul (fig. 20, 21, 23) rezultă că numărul de cicluri de calcul prin procedeul propus este avantajos faţă de celelalte procedee.

2.4.2. Etapa II. Se efectuează similar etapei II a procedeului anterior (III), obligînd fiecare element vertical (diafragmă, cadru) al structurii spaţiale să parcurgă deplasările Δ_0 determinate pe „cadrul înlocuitor" plan. Diferenţele ce vor rezulta între forţele orizontale exterioare $H_{i,A}$ şi cele corespunzătoare deplasărilor Δ_0 impuse elementului vertical se vor considera ca noi sarcini acţionînd asupra „cadrului înlocuitor", în ciclul următor de calcul.

Ciclurile iterative vor continua pînă la echilibrarea forţelor orizontale, obţinîndu-se în final şi aliura deformaţiei ($\Delta = \Delta_0^{1)} + \Delta_0^{2)} + .. + \Delta_0^{n)} + ..$).

Din exemplele efectuate se constată că în mod practic sînt suficiente cca 2—3 cicluri iterative pentru a se ajunge la deplasări foarte apropiate de cele reale.

3. EFECTE SECUNDARE

3.1. Cedarea reazemelor

Elasticitatea terenului sub fundaţiile structurii conduce la cedarea reazemelor acesteia (tasări verticale şi rotiri). Aceste efecte se pot introduce în calcule, considerînd :

— bare suplimentare, în nodurile reazemelor, a căror rigiditate reprezintă rigiditatea fundaţiilor la rotire [12];

— momente suplimentare de încastrare perfectă, în capetele riglelor ce se rotesc datorită denivelării reazemelor [12].

3.2. Deformaţiile din tăiere la diafragmă

În general, efectul acestor deformaţii este neglijabil, afară de primele niveluri unde introducerea în calcul a acestora conduce la majorarea eforturilor din cadru cu circa 10% [12].

3.3. Deformaţiile axiale ale stîlpilor

În cazul unor structuri cu un număr redus de stîlpi se ţine seamă şi de efectul deformaţiilor axiale ale acestora. În lucrarea [12] se indică relaţii simplificate pentru introducerea în calcule a acestor efecte. De asemenea, în cazul riglelor puternice de legătură dintre diafragme şi cadre, forţele tăietoare din rigle conduc la apariţia unor forţe axiale mari în stîlpii adiacenţi diafragmei şi deci la noi denivelări ale capetelor de rigle.

4. PROCEDEE APROXIMATIVE

Cu scopul de a simplifica aspectul matematic al problemei, unii autori au prezentat metode aproximative de calcul, bazate pe acceptarea unor ipoteze simplificatoare privind modul de distribuţie a rigidităţilor şi de deformare a structurii, precum şi distribuţia încărcării verticale. Aceste procedee de calcul sînt aplicabile doar în cazul structurilor ce prezintă două plane ortogonale de simetrie.

În acest caz, structura spaţială se poate reduce la o schemă simplificată plană, de tipul unei console (fig. 11 şi fig. 14) supusă acţiunii sarcinilor direct aplicate şi reacţiunilor cadrelor.

Momentul de inerţie al „diafragmei înlocuitoare", la fiecare nivel, este egal cu suma momentelor de inerţie ale diafragmelor componente la nivelul respectiv.

Calculul se conduce în două etape. În etapa I se determină deplasări unghiulare şi liniare ale structurii la nivelul planşeelor, iar în etapa II-a pe baza acestor deplasări se calculează eforturile în diafragmele şi cadrele componente.

4.1. Procedeul V [5]

Se consideră „diafragma înlocuitoare" din figura 11 supusă acţiunii sarcinilor orizontale W_0, W_1 şi H_1 precum şi reacţiunilor cadrelor m şi f (fig. 11).

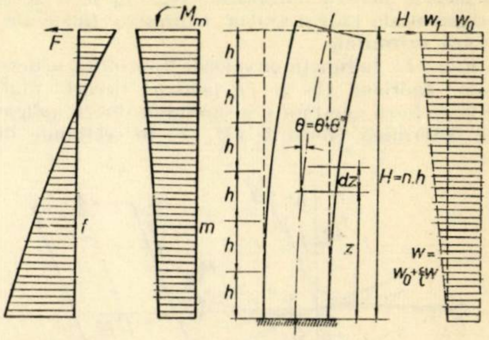


Fig. 11

Se introduc următoarele ipoteze de calcul :

— etajele au înălţimea constantă h;

— grosimea diafragmei se păstrează aceeaşi pe toată înălţimea structurii;

— secţiunea stîlpilor şi a riglelor rămîne de asemenea constantă pe înălţime;

— sub acţiunea sarcinilor orizontale, fibra medie deformată a cadrului prezintă puncte de inflexiune la mijlocul lungimii stîlpilor şi riglelor;

— încărcarea exterioară w precum şi reacţiunile cadrelor, m şi f, sînt distribuite continuu pe înălţimea diafragmei.

4.1.1. Etapa I. Se pleacă de la ecuaţia diferenţială *

$$\frac{d^2\theta}{dz^2} = \frac{d^2\theta'}{dz^2} + \frac{d^2\theta''}{dz^2}, \tag{23}$$

unde

θ', θ'' reprezintă rotirea datorită deformaţiilor din încovoiere, respectiv tăiere.

Ţinînd seamă de expresiile reacţiunilor cadrului :

$$m = k_1\theta' + k_2\theta'', \quad f = k_3\frac{d\theta}{dz}, \tag{24}$$

după transformări, se obţine ecuaţia :

$$\frac{d^2\theta}{dz^2} - B\theta = -CT_0 - D\frac{dw}{dz}, \tag{25}$$

unde

$$B = \left[\beta(k_1 - k_2) + k_2 + k_3 - D\frac{dw}{dz}\right]/\beta EJ;\ D = 3/\beta AE$$

$$C = 1 + 3(k_1 + k_2)/AE/\beta EJ;\ \beta = 1 + 3\ k_3/AE. \tag{26}$$

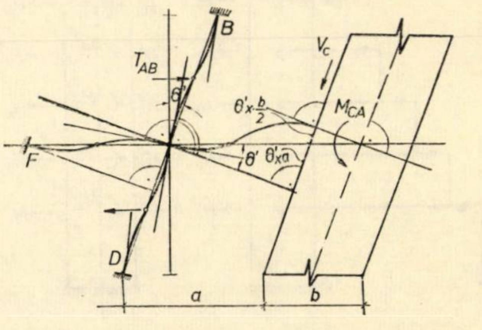
Valorile rigidităţilor k_1, k_2, k_3, pentru tipul de stîlp adiacent diafragmei, se obţin conform figurilor 12 şi 13.

În lucrarea [5] se dau expresiile rigidităţilor k_1, k_2, k_3 pentru diverse tipuri de stîlpi şi diafragme.

---

* Pentru simplificarea notaţiilor nu s-au mai trecut indicii $A=X, Y$.

Fig. 12



De asemenea, pentru încărcările W_1, W_0 şi H se rezolvă ecuaţia diferenţială (25) şi se dau expresiile finale ale rotirii şi deplasării orizontale.

4.1.2. Etapa II. În funcţie de valorile θ obţinute, se determină reacţiunile cadrelor (m şi f) pentru fiecare diafragmă în parte şi pe baza acestora şi a sarcinilor direct aplicate aferente, se determină eforturile (M, T) în secţiunile diafragmelor. De asemenea, utilizînd relaţiile din lucrarea [5], pentru fiecare tip de stîlp, se calculează momentele încovoietoare în secţiunile cadrelor.

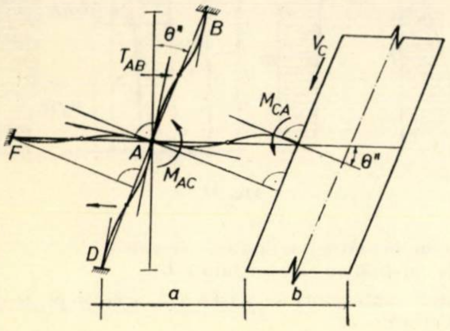


Fig. 13

4.2. Procedeul VI [10]

Acest procedeu de calcul îşi lărgeşte domeniul de aplicabilitate asupra oricăror tipuri de structuri (secţiuni transversale şi înălţimi de etaje variabile pe înălţime) menţinînd însă ipoteza referitoare la poziţia punctelor de inflexiune pe barele cadrelor.

Calculul se reduce la rezolvarea unei console pe n reazeme elastice (liniar şi unghiular) şi acţionate de sarcinile H_i (fig. 14).

Expresiile reacţiunilor H_h^C şi M_h' sînt :

$$H_h^C = - K_h \cdot \delta_{h-1} + (K_h + K_{h+1})\, \delta_h - K_{h+1} \cdot \delta_{h+1} \qquad (27)$$

$$M_h' = m_h \cdot \theta_h = \frac{m_h}{h_h - h_{h-1}} (\delta_{h+1} - \delta_{h-1}). \qquad (28)$$

4.2.1. Etapa I. Se aplică ecuaţia cu diferenţe finite, corespunzătoare nivelului $h (J = \text{const.})$

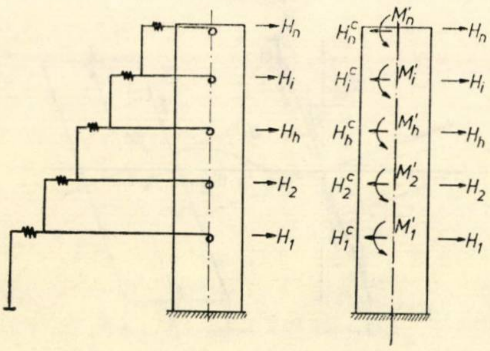
$$- \frac{M_h}{E\,J} = \frac{1}{h_h^2} \left[\frac{2}{\alpha_h (\alpha_h + 1)} \right] [\alpha_h \cdot \delta_{h-1} + (1 + \alpha_h)\, \delta_h + \delta_{h+1}] \qquad (29)$$

şi se obţine astfel un sistem de n ecuaţii simultane ($\alpha_h \cdot h = h_h$).

Pentru cazul particular $h = h_{h-1} = \ldots h_h$ şi $EI = EI_{h-1} = EI$, se indică aplicarea ecuaţiei cu diferenţe finite de forma :

$$\frac{T_h}{E\,J} = \frac{1}{h^3} (\delta_{h-2} - 4\delta_{h-1} + 6\delta_h + 4\delta_{h+1} + \delta_{h+2}). \qquad (30)$$

Fig. 14



În acest caz, efectul momentului M_h se înlocuieşte cu cuplul dat de forţele H_{h+1}' şi H_{h-1}', făcîndu-se deci aproximaţia :

$$H_{h+1} = - H_{h-1} = \frac{M_h'}{2h}. \qquad (31)$$

Rezolvarea sistemului (30) necesită utilizarea maşinilor electronice de calcul.

4.2.2. Etapa II. Se conduce similar procedeului anterior (I).

5. EXEMPLE DE CALCUL

5.1. Exemplul 1. Se propune pentru studiere cadrul-diafragmă din figura 15 în trei variante privind rigiditatea barelor (tabela 1).

Tabela 1

	Structura, numărul		
	1	2	3
Stîlpul cadrului, ρ_S	0,1	0,1	0,1
Rigla cadrului, ρ_R	0,1	0,1	0,1
Diafragma, ρ_D	0,1	1,0	20,0
Raportul rigidităţilor elementelor verticale $\frac{\rho_D}{\rho_S}$	1	10	200

5.1.1. Calculul exact a fost realizat prin metoda eforturilor, iar pentru structura nr. 2, acesta a fost verificat şi prin metoda deplasărilor la maşina electronică MECIPT 1, considerîndu-se numai influenţa încovoierii.

Rezultatele obţinute la acest punct dovedesc influenţa reciprocă dintre cadru şi diafragmă, respectiv conlucrarea acestor două elemente în condiţiile unor rigidităţi relative diferite. Astfel, figura 16 arată deplasările liniare orizontale ale nodurilor, comparativ pentru cele trei structuri, iar figurile 17, 18, 19 prezintă diagramele de forţe tăietoare şi de momente încovoietoare pentru fiecare element al celor trei structuri.

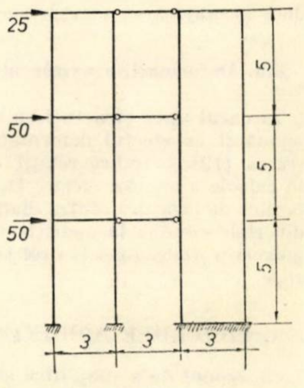


Fig. 15

Calculul a fost condus după cum urmează : invariaţiile şi termenii liberi pentru diafragmă au fost determinaţi prin relaţii simple de consolă, iar pentru cadru, pe baza unui calcul de echilibrare a nodurilor prin aproximaţii succesive.

Ecuaţiile sînt :

$$\sum_{k=1}^{3} (\delta_{ik} + \varkappa_{ik})\, X_k + \Delta_{i,P} = 0, \; (i = 1, 2, 3).$$

Deplasările liniare vor fi deci :

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^{3} \varkappa_{ik} \cdot X_k .$$

5.1.2. Pentru a se cunoaşte un al doilea aspect şi anume acela al eficienţei procedeelor de calcul, s-au determinat deplasările nodurilor structurii nr. 2 prin procedeele II, III, IV, concluziile decurgînd din compararea rezultatelor lor.

5.1.2.1. Calculul deplasărilor prin procedeul II s-a efectuat în felul următor: în fiecare ciclu de calcul, deplasările diafragmei au fost determinate prin relații simple, ale consolei. Pentru cadru s-au efectuat cîteva cicluri succesive de echilibrare iterativă, utilizînd distorsiuni [7].

În figura 20 sînt reprezentate deplasările liniare ale nodurilor pentru cadru (Δ^C) și diafragmă (Δ^D) în comparație cu deplasarea obținută prin calculul exact. Se dovedesc aici cele afirmate la 2.2 privitor la convergența calculului.

5.1.2.2. Rezultatele calculului după procedeul III sînt arătate în figura 21. Se constată buna convergență a valorilor deplasărilor. Pentru accelerarea convergenței s-a utilizat în fiecare ciclu de calcul formula (22).

5.1.2.3. Echilibrarea cadrului înlocuitor prin procedeul IV s-a făcut prin metoda celor două șiruri de transmiteri, lucrînd cu distorsiuni.

Sistemul de ecuații are forma:

$$r_{i,i-1}\cdot\theta_{i-1}+r_{i,i}\cdot\theta_i+r_{i,i+1}\cdot\theta_{i+1}+\mathcal{M}_{i,P}=0$$

unde:

$$r_{i,i}=6\rho_{ii'}+\rho_{i,i+1}+\rho_{i,i-1};\ r_{i,i+1}=\rho_{i,i+1}$$

și unde rigiditățile elementelor cadrului înlocuitor sînt:

pentru stîlpi, $\rho_{i,i+1}=\rho_S=0{,}1+\frac{1}{2}1=0{,}6$

pentru rigle, $\rho_{i,i'}=\rho_R=0{,}1$

termenii liberi fiind:

$$\mathcal{M}_{i,i+1}=\mathcal{T}_{i,i+1}\frac{h}{4},\ \mathcal{M}_{i,P}=\mathcal{M}_{i,i+1}+\mathcal{M}_{i,i-1}$$

$$(\mathcal{M}_{1,P}=250;\quad \mathcal{M}_{2,P}=125;\quad \mathcal{M}_{3,P}=31{,}25).$$

Cu relația:

$$\theta_i^0=\frac{\mathcal{M}_{i,P}}{r_{i,i-1}\cdot t_{i,i-1}+r_{i,i}+r_{i,i+1}\cdot t_{i,i+1}}$$

rezultă valorile inițiale ale rotirilor nodurilor, valori introduse și echilibrate în figura 22.

Coeficienții de transmitere sînt:

$$t_{,i\mp1}=\frac{r_{i\mp1,i}}{r_{i\mp1,\,i\mp1}+r_{i\mp1,\,i\mp2}\cdot t_{i\mp1,\,i\mp2}}.$$

Rotirea unei bare (stîlp) este dată de relația:

$$\psi_{i,i+1}=\frac{\mathcal{M}_{i,i+1}}{6E\rho_{i,i+1}}+\frac{\theta_i+\theta_{i+1}}{2}$$

iar deplasarea liniară a nodului, de

$$\Delta_i=\Delta_{i-1}+\psi_{i,i-1}\cdot h.$$

Rezultatele privind valorile deplasărilor liniare în trei cicluri de calcul sînt date în figura 23, în comparație cu valoarea Δ_{exact}; se constată o bună convergență a valorilor acestor deplasări liniare. Numărul de cicluri de calcul necesar să fie realizat este mai mic decît cel efectuat în procedeul II și aproximativ același cu cel din procedeul III.

5.2. Exemlul 2*. Clădirea multietajată ale cărei secțiuni orizontală și verticală sînt date în figurile 24 și 25 a fost calculată la acțiunea vîntului, utilizînd procedeul IV. Pentru echilibrarea forțelor tăietoare, respectiv pentru obținerea deplasărilor finale corespunzătoare (fig. 26), au fost necesare trei cicluri de iterare, ceea ce dovedește buna convergență a procedeului propus.

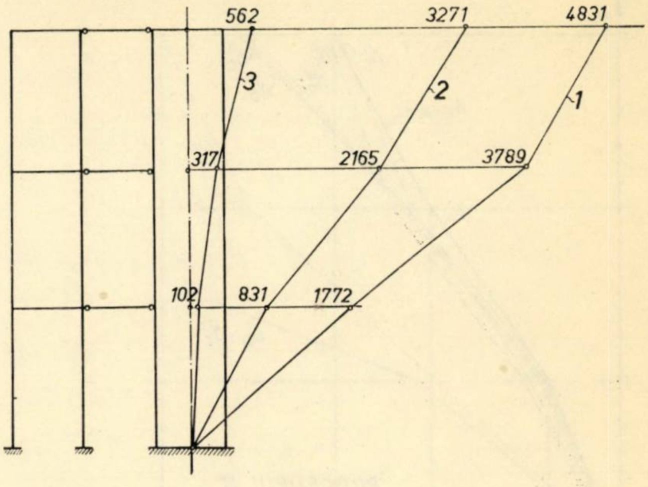

562
3271
4831
3
2
1
317
2165
3789
102
831
1772

Fig. 16

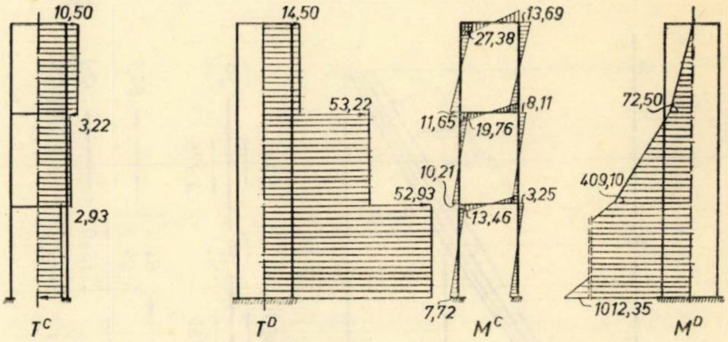

10,50
3,22
2,93
T^C
14,50
53,22
52,93
T^D
13,69
27,38
11,65
8,11
19,76
10,21
3,25
13,46
7,72
M^C
72,50
409,10
1012,35
M^D

Fig. 17

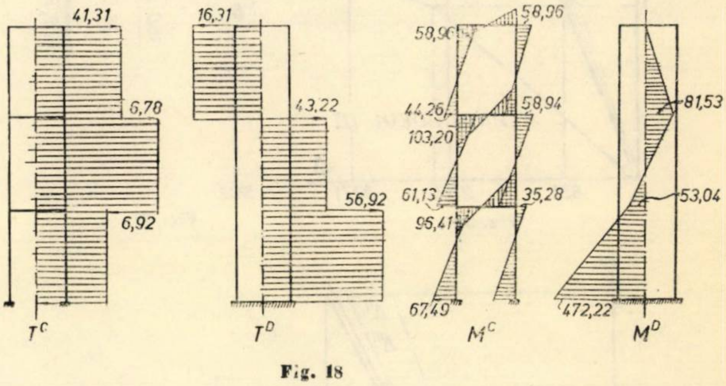
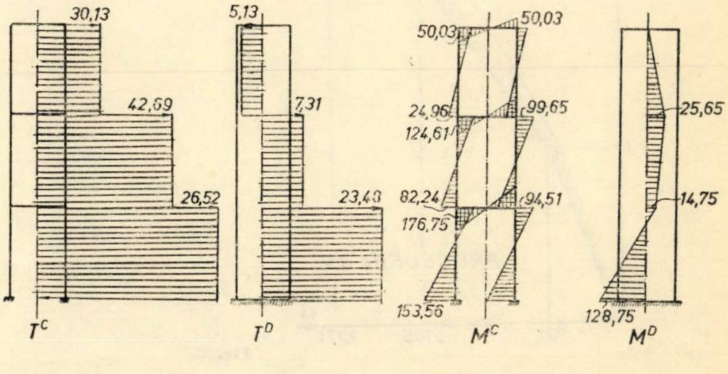

41,31
6,78
6,92
T^C
16,31
43,22
56,92
T^D
58,96
58,96
44,26
58,94
103,20
61,13
35,28
95,41
67,49
M^C
81,53
53,04
472,22
M^D

Fig. 18

Fig. 19


30,13
42,69
26,52
T^C
5,13
7,31
23,43
T^D
50,03
50,03
24,96
99,65
124,61
82,24
94,51
176,75
153,56
M^C
25,65
14,75
128,75
M^D

---

* Proiect de diplomă, student Clipii Tudor, elaborat în cadrul Catedrei de beton armat și clădiri a Inst. polit. Timișoara.

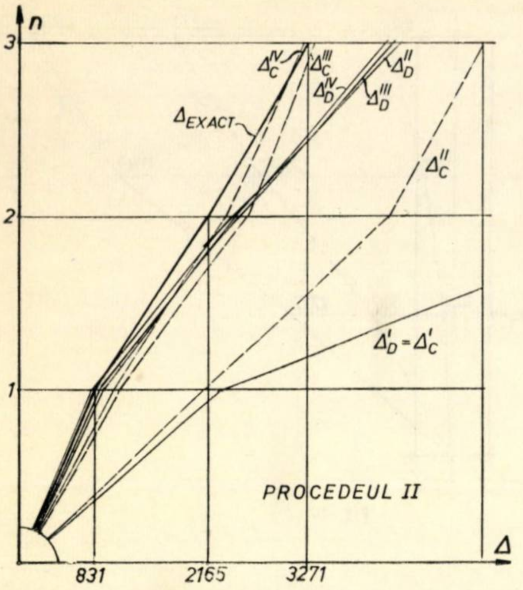


Fig. 20

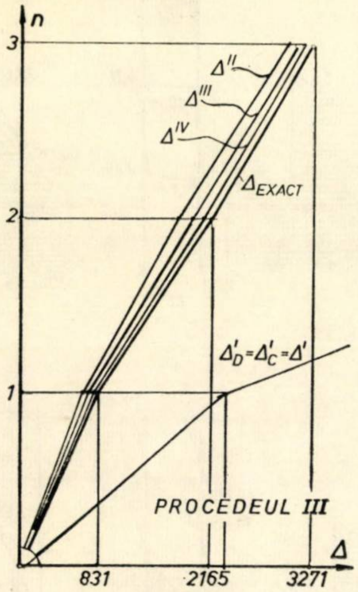


Fig. 21

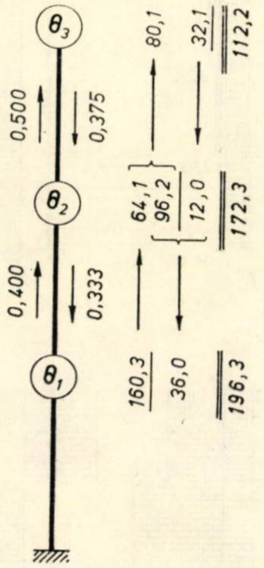

θ_3
θ_2
θ_1
0,500
0,375
0,400
0,333
80,1
32,1
112,2
64,1
96,2
12,0
172,3
160,3
36,0
196,3

Fig. 22

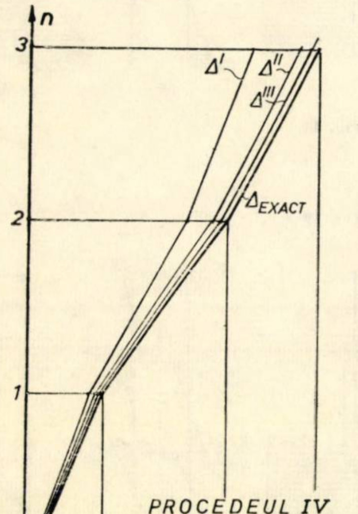


Fig. 23

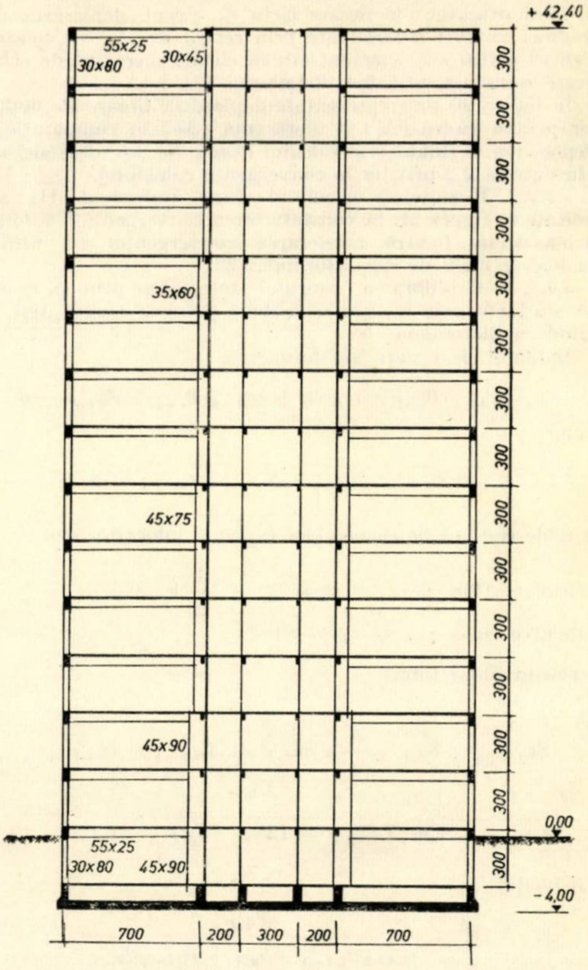

+ 42,40
55x25
30x80
30x45
35x60
45x75
45x90
55x25
30x80
45x90
300
0,00
-4,00
700
200
300
200
700

Fig. 24

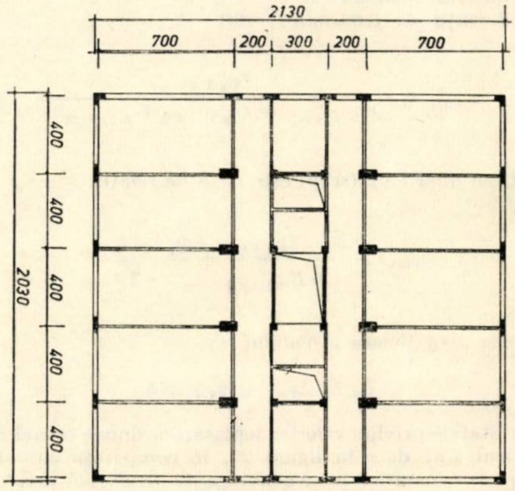

2130
700
200
300
200
700
2030
400
400
400
400
400

Fig. 25

6. CONCLUZII

6.1. În cazul structurilor spaţiale nesimetrice faţă de planele ce conţin sistemul axelor de rigiditate, procedeul II este cel mai indicat, rezolvarea pe cale iterativă a sistemului ecuaţiilor de echilibrare fiind suficient de convergentă, exceptînd cazul în care sînt diafragme flexibile. Rezolvarea poate fi făcută cu rigla, cu maşinile electrice sau electronice de calcul, în funcţie de amploarea structurii sau a gradului de precizie urmărit.

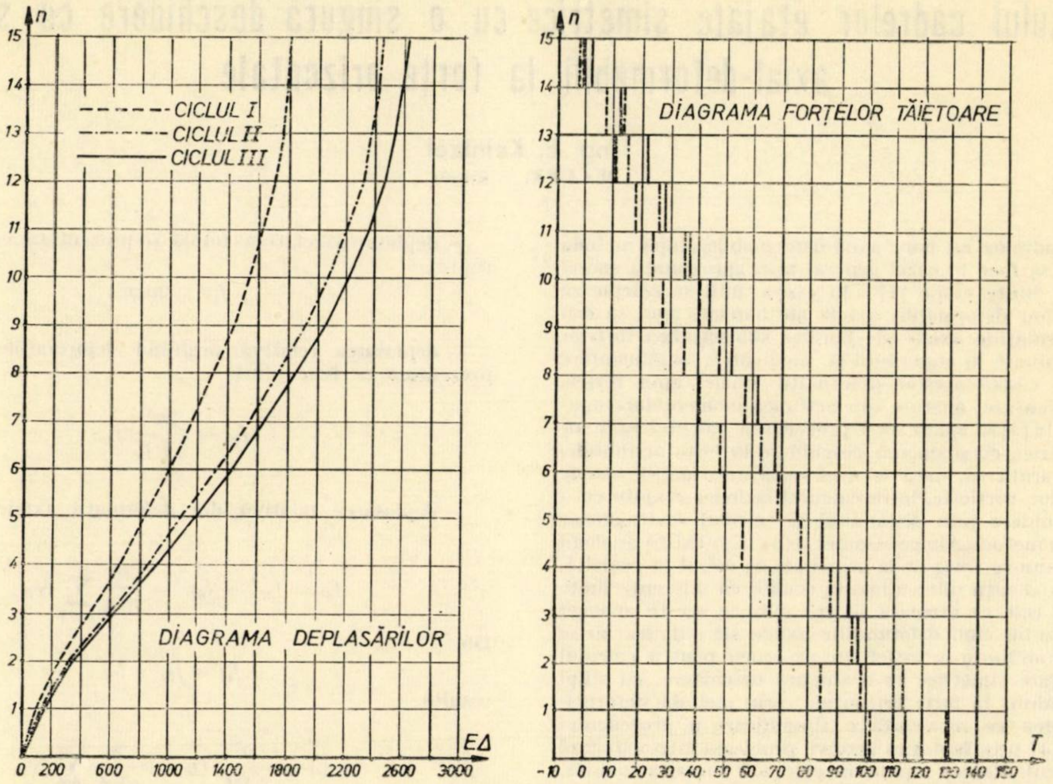


Fig. 26

Totodată, acest procedeu dă posibilitatea de a determina variaţia sarcinilor seismice pe înălţimea construcţiei, proporţional cu deformata reală a acesteia.

6.2. Structurile ce au două plane ortogonale de simetrie se pot rezolva pe baza aplicării schemei simplificate plane de tip „diafragmă-cadru'' (II, III) (pct. 2.2. şi 2.3) sau „cadru'' (IV, pct. 2.4). Se indică utilizarea următoarelor procedee de calcul :

— procedeul II sau III în cazul diafragmelor mai puţin flexibile ;

— procedeul IV în cazul diafragmelor flexibile.

În cazul diafragmelor flexibile se propune rezolvarea sistemului ecuaţiilor de echilibru prin procedeul distorsiunilor [7], utilizînd ca necunoscute rotiri [1]. Rezolvarea sistemului de ecuaţii tip Jakobi se poate efectua prin :

— iteraţie (transmiterea rotirilor) la structurile cu rigle de rigiditate mare faţă de cea a stîlpilor,

— recurenţă (cele două şiruri de transmiteri) în cazul opus [21] [16].

Utilizarea schemei înlocuitoare plane de calcul implică acceptarea definitivă a variaţiei, pe verticală, a sarcinii globale seismice (liniară sau parabolică), nefiind posibilă corectarea ei pe parcursul calculului, în funcţie de deformata structurii.

6.3. În cazul structurilor ortogonale dublu simetrice ce prezintă în plus o uniformitate pe verticală a secţiunilor transversale de rezistenţă, precum şi a înălţimii etajelor, se indică aplicarea procedeului V pe o schemă simplificată plană. Rezultatele obţinute astfel diferă foarte puţin de cele obţinute pe cale exactă [5]. De altfel, ipoteza punctelor de moment nul, adoptată de acest procedeu, a fost confirmată şi experimental (exceptînd primele şi ultimele niveluri) prin încercări fotoelastice pe modele.

Ţinînd seamă de complexitatea problemei, se consideră necesar în viitor efectuarea de încercări experimentale de laborator şi sistematizare a calculului pentru maşini electronice.

Bibliografie

[1] Agent R. : *Calculul diafragmelor cu goluri după metoda Albiges-Goulet este un calcul de diafragmă sau de cadru?* Rev . Constr. Mater. Constr. ; 1965 Nr. 6.

[2] Albiges M., Goulet J. : *Contreventement des bâtiments.* AITBTP, 1960, Nr. 149, p. 473.

[3] Arcan M. : *Berechnungsverfahren für Wandscheilen mit einer Reihe Offnungen.* Revue de Mec. appl. (VII) Bucureşti, 1962, Nr. 3.

[4] Beck H. : *Contribution to the Analysis of Coupled Shear Walls.* JACI (59), 1962, Nr. 8.

[5] Cardan B. : *Concrete Shear Walls Combined with Rigid Frames in Multistory Buildings Subject to Lateral Loads.* JACI (58), Sept, 1961.

[6] Cişmigiu A., Badea D., Pop Tr. : *Structură antiseismică „celulară'' pentru blocurile de locuinţe multietajate.* Rev. Constr. Mater. Constr. 1961, Nr. 2.

[7] Csonka P. : *Calcul des cadres orthogonaux a noeuds déplacables.* Constructions, 1959, Nr. 8–9.

[8] Florian V. : *Constribuţii privind calculul la forţe orizontale al structurilor alcătuite din diafragme.* Studii şi cercetări de Mecanică Aplicată (17) 1964, Nr. 6.

[9] Frischmann W. W., Probhu S. S., Toppler J. F. : *Multistory Frames and Interconnected Shear Walls Subjected to Lateral Loads.* Concrete and Constructional Engn, 1963, Nr. 6, p. 227.

[10] Gould L. : *Interaction of Shear Wall Frame Systems in Multistory Buildings.* JACI (62), 1965, Nr. 1 ; JACI (62), 1965, N. 9.

[11] Guselnikov : *Rascet verticalnîh diafragm s proemami krupnopanelnîh zdanii povişenoi etajnosti.* Beton i jelezobeton, 1964, Nr. 10, p. 466.

[12] Khan F. R. Sbarounis J. A. : *Interaction of Shear Walls and Frames.* Journal ASCE, 1964, June.

[13] Keintzel E. : *Determinarea aproximativă a forţelor seismice şi a altor acţiuni dinamice la cadre multietajate.* Studii şi cercetări de Macanică Aplicată (19), 1965, Nr. 3.

[14] Lin T. Y. : *Lateral Force Distribution in a Concrete Building Story.* JACI, (23), 1951, Nr. 4.

[15] Mateescu D., Anastasescu D., Gideanu L. : *Calculul timpanelor rigide cu un şir de goluri.* Rev. Constr. şi Mater. de Constr., 1962, Nr. 2.

[16] Mazilu P. : *Statica Construcţiilor*, p. II, Bucureşti, Editura tehnică, 1959.

[17] Mirşu O., Vuc L. : *Metodă de calcul a diafragmelor la acţiuni seismice.* Rev. Constr. şi Mater. de Constr. 1963, Nr. 6, p. 298.

[18] Muto K. : *Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings.* Proc. World. Conference on Earthquake Engng., Barclay California, 1956.

[19] Rosman R. : *Approximate Analysis of Shear walls Subject to Lateral Loads.* JACI, (61), Nr. 6, p. 717.

[20] Sexton H. J. : *Discussion of „Concrete Shear Walls Combined with Rigid Frames in Multistory Buildings Subject to Lateral Loads''* by B. Cardan, JACI, Part. 2 (58), 1962, March, p. 825.

[21] Sosis P. M. : *Rascet ram.* Kiev, 1956.

[22] Tiţaru E., Cişmigiu A. : *Calculul dinamic şi spaţial al construcţiilor la cutremur şi la alte acţiuni laterale.* Rev. Constr. şi Mater. de Construc., 1959, Nr. 12.

[23] Winokur A., Glück J. : *Statical Analysis of Multistory Structures.* Israel Institute of Technology, Haifa, 1965.

Calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere cu stîlpi axial-deformabili la forțe orizontale

Ing. E. Keintzel
D.S.A.P.C. – Brașov

Calculul cadrelor cu bare axial-deformabile, după metoda deplasărilor, se face în cazul general prin aproximații succesive, în mai multe etape [4]: în etapa întîi se calculează cadrul neglijînd deformațiile axiale ale barelor, apoi se calculează deformațiile axiale ale barelor sub acțiunea forțelor axiale determinate în etapa întîi și momentele suplimentare ce apar din cauza acestor deformații axiale, apoi forțele axiale suplimentare, apărute sub acțiunea momentelor suplimentare etc. În [4] se aplică acest procedeu la calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere la forțe orizontale. În [2] se arată că, dacă se neglijează deformațiile axiale ale elementelor verticale, între calculul cadrelor etajate cu o singură deschidere prin distorsiuni și calculul diafragmelor cu goluri prin metoda Albigès-Goulet ([3], [7]) există analogii intime, putîndu-se trece de la o metodă de calcul la cealaltă, trecînd de la ecuații diferențiale la ecuații cu diferențe finite și invers. În cele ce urmează se vor extinde aceste analogii și asupra cazului cînd deformațiile axiale ale stîlpilor nu se neglijează, stabilindu-se astfel un procedeu pentru calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere, cu stîlpi axial-deformabili, la forțe orizontale, prin metoda deformațiilor, procedeu ce reprezintă o simplificare a procedeului general din [4] prin faptul că rezolvă problema într-o singură etapă de calcul. Pentru a pune în evidență analogia folosită, în cele ce urmează se vor face referiri la deducerea relațiilor folosite în metoda Albigès-Goulet, reprodusă în [7].

Se consideră cadrul etajat din figura 1 a.

Se notează:

$\varphi_i, \varphi_j, \varphi_k$ — unghiurile de distorsiune ale nodurilor, i, j, k

$i_r = \dfrac{I_r}{2a}, i_s = \dfrac{I_s}{h}$ = rigiditatea practică a riglei, respectiv a stîlpului, constantă pe porțiunea din cadru considerată

A — secțiunea stîlpului

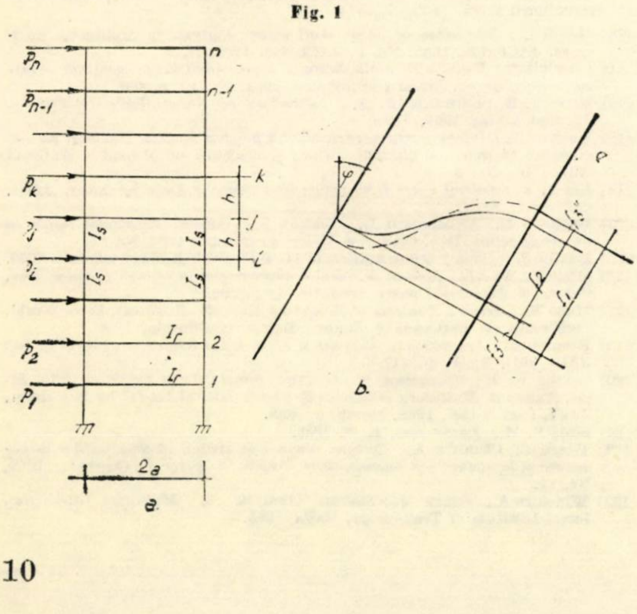
$r = \sqrt{\dfrac{I_s}{A}}$ — raza de girație a stîlpului

Q_j — forța tăietoare în rigla j

$N_j = \sum\limits_{m=j}^{n} Q_m$ — forța axială în stîlpul ij.

Considerînd deplasările relative ale nodurilor din figura 1 b, rezultă:

Fig. 1



— deplasarea relativă totală (reprezentată cu linie întreruptă)

$$f_{1j} = 2a\,\varphi_j$$

— deplasarea relativă neglijînd deformațiile axiale (reprezentată cu linie plină)

$$f_{2j} = \frac{2a^3}{3\,EI_r}\,Q_j$$

— deplasarea relativă din deformații axiale

$$f_{3j} = f_{3j}' + f_{3j}'' = \frac{2h}{E\,A}\sum_{p=1}^{j} N_p\,.$$

Din

$$f_{1j} = f_{2j} + f_{3j}\,,$$

rezultă

$$\varphi_j = \frac{a^2}{3\,EI_r}\,Q_j + \frac{h}{aEA}\sum_{p=1}^{j} N_p \tag{1}$$

(relația VIII 1′ din [7])

$$\varphi_k - \varphi_j = \frac{a^2}{3\,EI_r}(Q_k - Q_j) + \frac{h}{a\,EA}N_k \tag{2}$$

$$\varphi_j - \varphi_i = \frac{a^2}{3\,EI_r}(Q_k - Q_j) + \frac{h}{a\,EA}N_j \tag{3}$$

(relația VIII. 2 din [7]).

Scăzînd relația (2) din relația (3) și ținînd seamă că

$$N_j - N_k = Q_j\,,$$

se obține

$$-\varphi_i + 2\varphi_j - \varphi_k = \frac{a^2}{3\,EI_r}(-Q_i + 2Qj - Q_k) + \frac{h}{a\,EA}\,Q_j \tag{4}$$

(relația VIII. 3 din [7]).

Notînd

M_{ij} — momentul sarcinilor exterioare $P_j\ P_k \ldots P_n$ în raport cu mijlocul stîlpului ij

$\dfrac{E\,I_s}{h}\,(\varphi_j - \varphi_i)$ — momentul constant pe stîlpul ij, corespunzînd distorsiunilor φ_i, φ_j

$\overline{M}_j = \dfrac{1}{2}(M_{ij} - M_{jk})$ — momentul neechilibrat la nodul j din sistemul de bază, conform ecuației (1) din [8],

există relațiile

$$M_{jk} = \frac{2EI_s}{h}(\varphi_k - \varphi_j) + 2a\ N_k$$

$$M_{ij} = \frac{2EI_s}{h}(\varphi_j - \varphi_i) + 2a\,N_j$$

$$M_{ij} - M_{jk} = 2\overline{M}_j = \frac{2EI_s}{h}(-\varphi_i + 2\,\varphi_j - \varphi_k) + 2a\,Q_j \tag{5}$$

relația VIII 4 din [7].

Eliminînd $-\varphi_i + 2\varphi_j - \varphi_k$ din relaţiile (4) şi (5), se obţine

$$- i_s Q_i + \left[2 i_s + 6 i_r \left(1 + \frac{I_s}{a^2 A} \right) \right] Q_j - i_s Q_k = \frac{6 i_r}{a} \overline{M}_j \quad (6)$$

(relaţia VIII 5 din [7]).

Introducînd

$$Q_j = \frac{6 i_r E}{a} \varphi_j ,$$

rezultă :

$$- i_s \varphi_i + \left[2 i_s + 6 i_r \left(1 + \frac{r^2}{a^2} \right) \right] \varphi_j - i_s \varphi_k = \frac{\overline{M}_j}{E} . \quad (7)$$

Se observă că ecuaţia (7) se deosebeşte de ecuaţia nodului j din metoda distorsiunilor (ecuaţia (23) din [1]) numai prin factorul

$$1 + \frac{r^2}{a^2}$$

ce înmulţeşte rigiditatea practică a riglei, i_r.

De aici rezultă următoarele :

— Calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere, cu stîlpi axial-deformabili, la forţe orizontale, se poate face într-o singură etapă, modificînd în calculul unghiurilor de distorsiune numai rigidităţile riglelor, prin înmulţire cu

$$1 + \frac{r^2}{a^2} .$$

Momentele în riglă se calculează prin relaţia

$$M_{rj} = - 6 i_r E \varphi_j ,$$

iar momentele în stîlp se calculează tratînd stîlpul ca o consolă încărcată cu sarcinile orizontale şi cu momentele concentrate M_{rj}.

Pentru stîlpi cu dimensiuni obişnuite, influenţa deformaţiilor axiale ale stîlpilor este foarte mică. Astfel, pentru stîlpi cu secţiune dreptunghiulară cu $d/a = 1/5$, d fiind înălţimea secţiunii stîlpului, rezultă

$$1 + \frac{r^2}{a^2} = 1 + \frac{1}{12} \times \frac{1}{5^2} = 1{,}003.$$

La cadre cu secţiuni de stîlpi variabile pe înălţimea cadrului, se consideră pentru riglele în dreptul cărora se schimbă secţiunea stîlpului, în mod aproximativ o valoare medie pentru r^2.

Pentru stîlpi cu secţiuni foarte mari, influenţa deformaţiilor axiale devine apreciabilă, cadrul devenind diafragmă cu goluri.

— Influenţa deformaţiilor axiale ale stîlpilor se traduce printr-o micşorare a unghiurilor de distorsiune, adică a eforturilor din rigle, faţă de cazul neglijării acestor deformaţii. Rezultă că calculul diafragmelor cu goluri, neglijînd deformaţiile axiale ale elementelor verticale, cum este făcută în [5, 9], este în general acoperitor în privinţa dimensionării buiandrugilor, cu excepţia cazului diafragmelor rezemate articulat. În acest din urmă caz, analog cu cazul cadrului triplu articulat, suma forţelor tăietoare în buiandrugi este static determinată, iar deformaţiile axiale ale elementelor verticale modifică repartizarea acestor forţe tăietoare pe înălţimea construcţiei, ducînd la sporirea eforturilor în buaindrugi în regiunea inferioară a construcţiei, fapt ce rezultă de exemplu din aplicarea relaţiilor din [5].

Se menţionează că ecuaţia (7) se mai poate obţine prin particularizare, atît din ecuaţia VII 5 din [7], scrisă în diferenţe finite, cît şi din ecuaţia (1.23) din [6], dedusă pe baza metodei eforturilor.

Exemplu de calcul

Se calculează momentele într-un cadru cu un singur nivel, încărcat cu forţa orizontală P, aplicată în dreptul riglei cadrului, ţinînd seamă de deformaţiile axiale ale stîlpilor.

Folosind notaţiile de mai sus, unghiul de distorsiune al nodului se calculează din ecuaţia (7), care în cazul de faţă ia forma

$$\left[i_s + 6 i_r \left(1 + \frac{r^2}{a^2} \right) \right] \varphi = \frac{Ph}{4E} .$$

Momentul în riglă, în dreptul nodului, este

$$M_1 = - 6 i_r E \varphi =$$

$$= - \frac{3 Ph}{2} \; \frac{i_r}{i_s + 6 i_r \left(1 + \dfrac{r^2}{a^2} \right)} .$$

Momentul la baza stîlpului este

$$M_0 = \frac{Ph}{2} + M_1 = \frac{Ph}{2} \left[1 - \frac{3 i_r}{i_s + 6 i_r \left(1 + \dfrac{r^2}{a^2} \right)} \right]$$

Bibliografie

[1] Agent R. : *Bazele teoretice şi aplicaţiile utilizării distorsiunilor în calculul cadrelor etajate*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 10, 1963.

[2] Agent R. : *Calculul diafragmelor cu goluri după metoda Albigès-Goulet este un calcul de diafragmă sau un calcul de cadru etajat?* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 6, 1965.

[3] Albigès M., Goulet J. : *Contreventement des bâtiments*. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, 5, 1960.

[4] Coşa D. : *Considerarea deformabilităţii axiale a barelor în metoda deplasărilor*, Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 4, 1966

[5] Decauchy A.: *Contreventement des bâtiments*. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, 1, 1964.

[6] Florian V. : *Contribuţii privind calculul diafragmelor cu goluri, al diafragmelor cuplate şi al cadrelor-diafragme*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 6, 1965.

[7] Hangan M. : *Construcţii de beton armat*. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1963.

[8] Keintzel E. : *Folosirea relaxării în bloc la calculul cadrelor etajate, încărcate cu sarcini orizontale*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii. nr. 12, 1962.

[9] Mihalache A., Păuleţ C. : *Calculul diafragmelor cu bază deformabilă la acţiuni seismice*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 10, 1965

Unele rezultate obţinute în controlul ultrasonic al îmbinărilor sudate cap la cap, în cadrul Laboratorului central al Ministerului de Construcţii pentru Industria Chimică şi Rafinării

Ing. P. Constantinescu
Laboratorul central al M.C.I.C.R.

1. GENERALITĂŢI

În stadiul actual de dezvoltare a ştiinţei şi tehnicii — o dată cu aplicarea pe o scară din ce în ce mai largă a oţelurilor speciale, care asigură o rezistenţă mărită la agenţi corosivi şi la parametri ridicaţi (presiuni şi temperaturi foarte ridicate sau temperaturi foarte scăzute), pe de o parte, şi o supleţe a instalaţiilor (datorită folosirii pereţilor subţiri), pe de altă parte — se impune creşterea exigenţei în controlul tehnic de calitate, cît şi folosirea celor mai noi metode de control.

Astfel, pe măsura dezvoltării noilor ramuri ale ştiinţei (electronica, tehnica semiconductorilor etc.), s-a constatat că vechile metode de control (vizual, încercări fizico-mecanice asupra epruvetelor extrase din lucrare sau executate în condiţii similare cu cele din operă), au devenit nesatisfăcătoare, înlocuindu-se treptat prin metode de control nedistructiv, care dau indicaţii precise asupra calităţii materialelor de bază şi a cordoanelor de sudură.

Metodele de control nedistructiv, care se aplică direct asupra elementelor metalice, ce urmează a fi controlate fără a distruge materialul, au început să fie folosite în cadrul M.C.I.C.R. în urmă cu cîţiva ani, astfel: metode vacuum, radiaţii penetrante (X şi gamma), substanţe chimice penetrante şi mai puţin metoda ultrasonică.

Datorită numeroaselor avantaje pe care le are metoda de control nedistructiv prin ultrasunete, aceasta a început să fie aplicată, în special în ultima perioadă, de către Laboratorul central, atît la controlul metalelor, cît şi la controlul îmbinărilor sudate.

1.1. Consideraţii teoretice

Ultrasunetul este o vibraţie acustică de frecvenţă superioară celei care produce o senzaţie auditivă (16 kH_z) şi inferioară frecvenţei hipersunetelor.

Dacă o particulă a unui mediu elastic primeşte un impuls exterior, atunci începe să oscileze în jurul poziţiei de echilibru; datorită acestei oscilaţii, în mediu ia naştere o perturbaţie care se transmite cu o viteză oarecare, viteză care este în funcţie de natura mediului, frecvenţă, temperatură, presiune.

Undele ultrasonice, din punct de vedere al interdependenţei dintre direcţia de oscilaţie a particulelor şi direcţia de propagare a stării de vibraţie (a perturbaţiei), pe de o parte, şi dimensiunile mediului, pe de altă parte, se clasifică în cinci tipuri:

a — *unde longitudinale* — unde la care direcţia oscilaţiei particulelor şi direcţia propagării sînt paralele;

b — *unde transversale* — unde la care direcţia oscilaţiei particulelor şi direcţia propagării sînt perpendiculare;

c — *unde de dilatare sau cvasilongitudinale* — unde simetrice formate din alungiri şi contracţii succesive, produse în medii cu una sau două dimensiuni de acelaşi ordin de mărime cu lungimea de undă (plăci, tuburi sau bare);

d — *unde de încovoiere* — unde asimetrice formate din îndoiri mecanice produse în medii cu una sau două dimensiuni de acelaşi ordin de mărime cu lungimea de undă (plăci, tuburi sau bare);

e — *unde de suprafaţă* (*unde RAYLEIGH*) — unde care se propagă la suprafaţa unui mediu, fără a pătrunde în interiorul lui;

f — *unde de placă* (*unde LAMB*) — unde de dilatare sau de încovoiere produse în plăci.

1.2. Producerea undelor ultrasonice

Oscilaţiile elastice de frecvenţă ultrasonică pot fi produse pe mai multe căi: mecanică, termică, electrostatică, magnetostrictivă şi piezoelectrică.

În metodele de control nedistructiv prin ultrasunete (defectoscopia ultrasonică) se folosesc în mod curent oscilatoare piezoelectrice; în cazul unor aparate speciale, construite pentru controlul unor materiale nemetalice (beton, lemn etc.) se folosesc oscilatoare magnetostrictive.

1.2.1. Oscilatoare piezoelectrice

Efectul piezoelectric, care stă la baza oscilatoarelor piezoelectrice, este o proprietate a unor cristale care, fiind supuse unor eforturi de compresiune sau de întindere, după anumite direcţii, dezvoltă pe feţele lor sarcini electrice egale şi de semn contrar. Efectul piezoelectric este un fenomen reversibil şi anume, dacă pe feţele unor cristale se aplică un cîmp electric de o anumită frecvenţă, atunci cristalul va oscila şi va transmite mediului înconjurător vibraţii elastice de aceeaşi frecvenţă.

Proprietăţile piezoelectrice se manifestă, în special, la următoarele cristale: cuarţ, sare Seignette, turmalină şi titanat de bariu.

1.2.2. Oscilatoare magnetostrictive

Efectul magnetostrictiv, care stă la baza oscilatoarelor magnetostrictive, este o proprietate a materialelor feromagnetice; dacă o bară sau un tub dintr-un material feromagnetic este supus unui cîmp magnetic, paralel cu axa acestuia, atunci bara sau tubul suferă o alungire sau o scurtare, în ritmul frecvenţei cîmpului magnetic. Efectul este reversibil şi anume lungirea sau scurtarea unui bare confecţionate dintr-un material feromagnetic produce în mediul înconjurător un cîmp magnetic.

1.3. Proprietăţile undelor ultrasonice

Lungimea de undă mică a ultrasunetelor face ca propagarea acestora să aibă loc în linie dreaptă, în toate mediile în care proprietăţile elastice nu variază. Prezenţa unei discontinuităţi într-un material (defecte de laminare, incluziuni de zgură sau de gaze, fisuri etc.) schimbă traseul fasciculului ultrasonic, astfel încît orice defecţiune poate fi pusă în evidenţă, fie prin reflexia fasciculului (impuls reflectat), fie prin umbra pe care o aruncă discontinuitatea (impuls transmis).

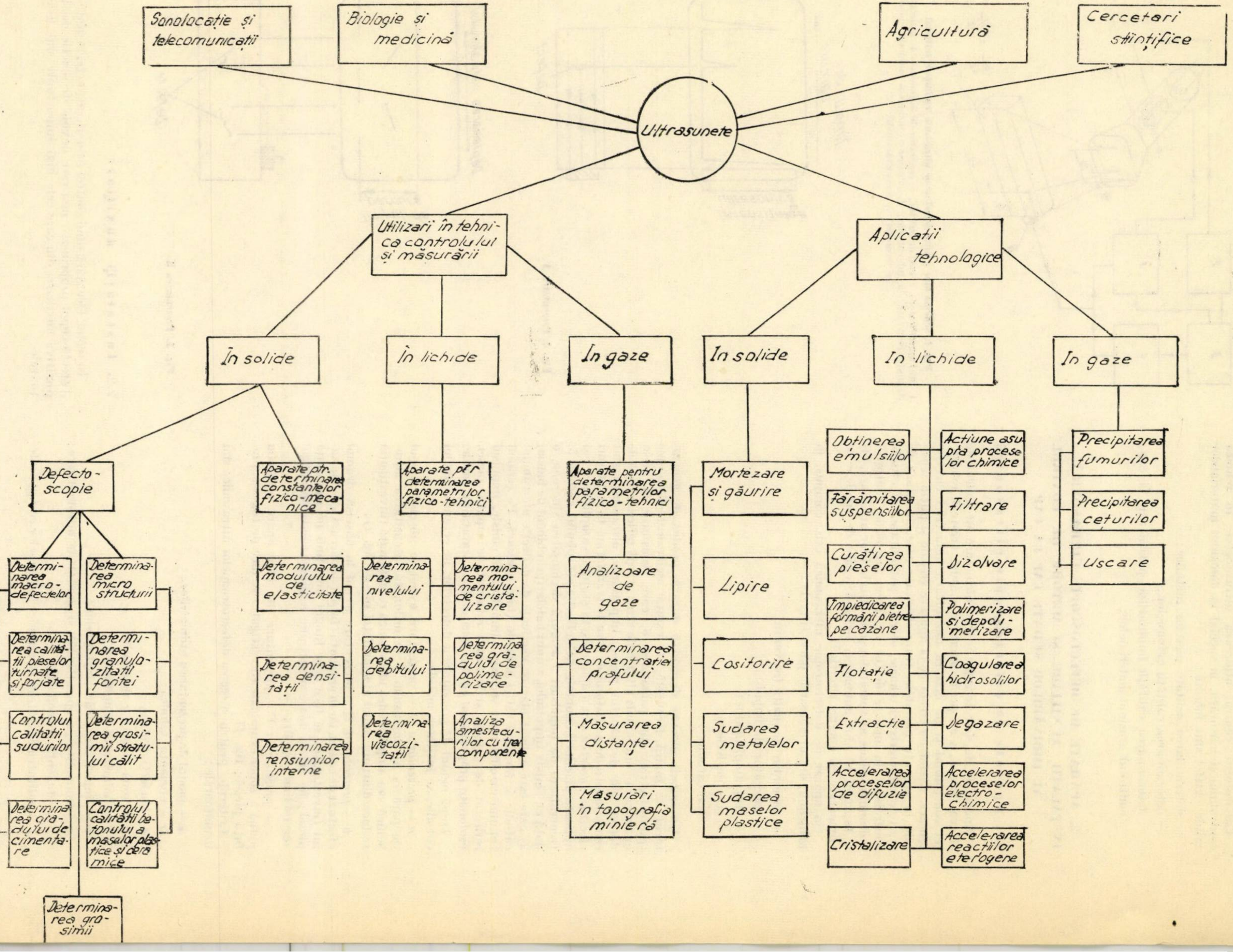
De asemenea, prezenţa unor defecţiuni în materialul de cercetat schimbă aspectul oscilogramei, din cauza atenuării diferite a fasciculului ultrasonic în medii diferite.

Datorită proprietăţilor undelor ultrasonice (reflexie, refracţie, difracţie etc.), pot fi depistate defectele existente în medii netransparente din punct de vedere optic (defectoscopia ultrasonică).

1.4. Aplicaţiile ultrasunetelor

Metodele bazate pe ultrasunete se aplică în diverse procese tehnologice, în tehnica controlului şi măsurării, în biologie, în medicină, în sonolocaţie şi telecomunicaţii etc. Aplicaţiile ultrasunetelor sînt arătate în tabela 1.

Tabela 1


Ultrasunete
Sonolocație și telecomunicații
Biologie și medicină
Agricultură
Cercetări științifice
Utilizări în tehnica controlului și măsurării
Aplicații tehnologice
În solide
În lichide
În gaze
În solide
În lichide
În gaze
Defectoscopie
Determinarea macrodefectelor
Determinarea microstructurii
Determinarea calității pieselor turnate și forjate
Determinarea granulozității fontei
Controlul calității sudurilor
Determinarea grosimii stratului călit
Determinarea gradului de cimentare
Controlul calității betonului a maselor plastice și ceramice
Determinarea grosimii
Aparate ptr. determinarea constantelor fizico-mecanice
Determinarea modulului de elasticitate
Determinarea densității
Determinarea tensiunilor interne
Aparate ptr. determinarea parametrilor fizico-tehnici
Determinarea nivelului
Determinarea momentului de cristalizare
Determinarea debitului
Determinarea gradului de polimerizare
Determinarea viscozității
Analiza amestecurilor cu trei componente
Aparate pentru determinarea parametrilor fizico-tehnici
Analizoare de gaze
Determinarea concentrației prafului
Măsurarea distanței
Măsurări în topografia minieră
Mortezare și găurire
Lipire
Cositorire
Sudarea metalelor
Sudarea maselor plastice
Obținerea emulsiilor
Acțiune asupra proceselor chimice
Fărâmițarea suspensiilor
Filtrare
Curățirea pieselor
Dizolvare
Împiedicarea formării pietrei pe cazane
Polimerizare și depolimerizare
Flotație
Coagularea hidrosolilor
Extracție
Degazare
Accelerarea proceselor de difuzie
Accelerarea proceselor electrochimice
Cristalizare
Accelerarea reacțiilor eterogene
Precipitarea fumurilor
Precipitarea ceturilor
Uscare

Laboratorul central utilizează ultrasunetele în tehnica controlului și măsurării, în special în domeniul materialelor solide. Astfel sînt folosite :

- — determinarea calității pieselor metalice ;
- — determinarea calității betoanelor ;
- — determinarea calității îmbinărilor sudate cap la cap ;
- — controlul grosimii materialelor.

2. APARATE DE DEFECTOSCOPIE ULTRASONICĂ. INSTALAȚII AUXILIARE ȘI METODE DE CONTROL AL IMBINĂRILOR SUDATE CAP LA CAP

2.1. Aparate de defectoscopie ultrasonică

Aparatele de defectoscopie ultrasonică, care au apărut de cîteva decenii, s-au perfecționat pe măsura creșterii exigenței controlului și pe măsura dezvoltării industriei electrotehnice. Astfel s-a trecut de la aparate greoaie și puțin sensibile la aparate portabile, tranzistorizate care, în afară de înaltele caracteristici tehnice, oferă și posibilitatea efectuării controlului în puncte destul de greu accesibile (datorită volumului redus al aparatului și al instalațiilor auxiliare, cît și faptului că sînt autonome, nefiind legate de rețelele de alimentare cu energie electrică).

Un aparat de defectoscopie ultrasonică este compus, în principiu, din următoarele părți (fig. 1) :

- — generator de înaltă frecvență ;
- — generator de impulsuri ;
- — etaj amplificator ;
- — etaj de baleiaj ;
- — tub catodic.

Un impuls electric de scurtă durată, produs de generatorul de înaltă frecvență, 4, excită oscilatorul ultrasonic (piezoelectric) din palpatorul 6, care transmite în piesa examinată 7 un impuls ultrasonic scurt. După reflexia dată de defect sau de capătul piesei, impulsurile ultrasonice sînt recepționate de palpatorul 6, care le transformă în impulsuri electrice ; acestea sînt amplificate în etajul de amplificare 1 și aplicate plăcilor orizontale de deflecție ale tubului catodic 5. Generatorul de impulsuri 3 asigură declanșarea sincronă, o dată cu emisia impulsului, a unui baleiaj (prin blocul de baleiaj 2) care este aplicat plăcilor verticale de deflecție ale tubului catodic 5, formînd astfel baza de timp necesară. Pe ecranul tubului catodic apar succesiv : impulsul de emisie, impulsul reflectat de defecte și impulsul reflectat de capătul piesei, eșalonate proporțional cu distanța de la suprafața de emisie.

După modul de prezentare a defectelor, pe ecranul tubului catodic, se întîlnesc mai des :

a — prezentarea A — prezentare avînd în abscisă timpul de parcurs al impulsului și în ordonată intensitatea ultrasonică sau amplitudinea ultrasonică recepționată (investigația se face dintr-un punct al suprafeței piesei ; fig. 2) ;

b — prezentarea B — prezentare avînd în abscisă drumul efectuat de sondă, iar în ordonată timpul de parcurs al impulsului (investigația se face de-a lungul unei linii pe suprafața piesei ; pe ecran apare o secțiune a piesei tăiate în lungul acestei linii ; fig. 3) ;

c — prezentarea C — prezentare în care apare proiecția plană a zonei examinate (investigația se face pe toată suprafața piesei ; fig. 4).

Criteriile pentru alegerea defectoscoapelor ultrasonice sînt următoarele :

a — modul de prezentare a indicațiilor ;
b — eficiența tehnică ;
c — selectivitatea ;
d — zona moartă a aparatului ;
e — liniaritatea amplificării ;
f — liniaritatea scării distanțelor ;
g — comoditatea operațională și gradul de automatizare ;
h — eficiența economică ;
i — calitatea circuitelor electronice și a pieselor componente.

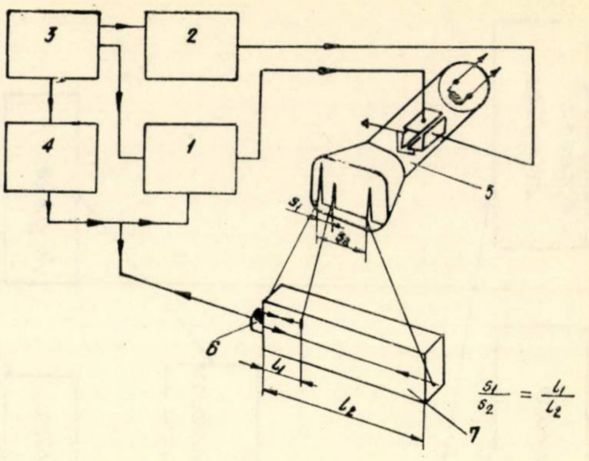


Fig. 1. Schema bloc a unui defectoscop ultrasonic cu impuls reflectat

1. etaj amplificator ; 2. etaj de baleiaj ; 3. generator de impulsuri ; 4. generator de înaltă frecvență ; 5. tub catodic ; **6. palpator** cu incidență normală (emisie și recepție) ; 7. piesa examinată

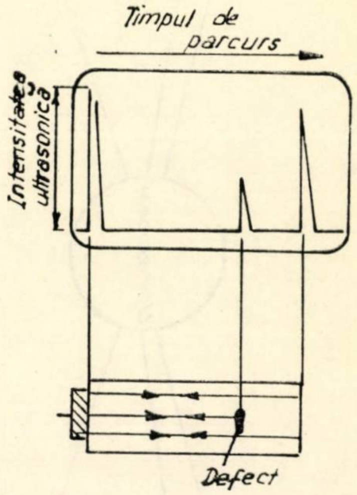


Fig. 2. Prezentarea A

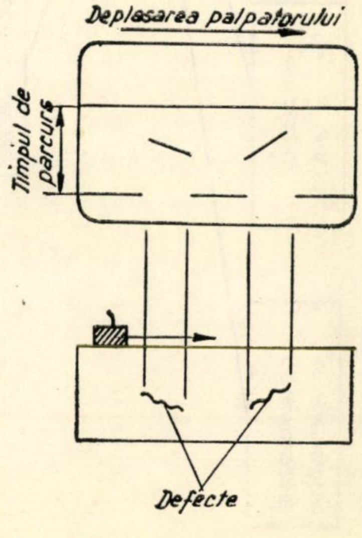


Fig. 3. Prezentarea B

2.2. Instalații auxiliare

În scopul efectuării unui control prin ultrasunete, în afară de defectoscopul propriu-zis, mai este nevoie de o serie de dispozitive auxiliare, din care cele mai importante sînt următoarele :

2.2.1. Palpatoare

Cristalele piezoelectrice nu sînt utilizate ca atare în controlul cu ultrasunete, ci sînt montate într-un ansamblu care asigură aplicarea tensiunilor electrice, protecția cristalului, acordarea frecvenței cu aceea a circuitului oscilant al aparatului (printr-o bobină de acord) etc. Acest ansamblu se numește *palpator*.

Criteriile pentru alegerea palpatoarelor sînt următoarele :
a — unghiul de refracție al fasciculului ultrasonic ;
b — mărimea și tipul suprafeței active ;
c — tipul corpurilor de amortizare ;
d — forma exterioară.

2.2.2. Cabluri de legătură

Cablurile de legătură asigură legarea palpatoarelor la aparat și trebuie să fie astfel executate, încît să nu introducă paraziți care îngreunează foarte mult interpretarea oscilogramei (ecranate, legături electrice perfecte, flexibile etc.).

2.2.3. Blocuri de etalonare (etaloane de referință)

Blocurile de etalonare sînt acele dispozitive care, prin construcția lor, asigură reglajul defectoscopului ultrasonic și verificarea palpatoarelor ; trebuie să fie astfel construite încît să fie ușor de transportat și manipulat.

2.2.4. Monitoare și interferometre

Monitoarele și interferometrele sînt dispozitive care sesizează pe operator (acustic și optic) de depășirea valorii reglate (monitoare) sau permite determinarea pe cale experimentală a unor mărimi fizice (viteze de propagare a ultrasunetelor, moduli de elasticitate etc.) (interferometre).

2.2.5. Medii cuplante

În scopul obținerii unui bun contact acustic între palpator și piesa de examinat, se interpune un cuplant care poate fi : ulei, vaselină, volvolină, glicerină etc. Mediul cuplant trebuie să fie astfel ales încît să aibă o vîscozitate suficientă, să fie pur din punct de vedere chimic, să nu fie toxic.

2.3. Metode de control al îmbinărilor sudate cap la cap

Metodele de defectoscopie nedistructivă prin ultrasunete pot fi clasificate astfel :
a — după regimul de emisie a undelor ultrasonice, care poate fi continuu sau intermitent (prin impulsuri) ;
b — după modul de examinare, care poate fi prin transmisia sau prin reflexia undelor ultrasonice. ;
c — după tehnica de examinare, respectiv prin contact (examinare la care palpatorul se găsește în contact direct cu piesa cercetată) sau prin imersiune (examinare la care palpatorul și piesa cercetată sînt imersate într-un lichid) ;
d — după mărimea ultrasonică măsurată, care poate fi un timp de propagare, o diferență de fază, o frecvență de oscilație sau o intensitate a semnalului recepționat ;
e — după modul de prezentare a defectului pe ecranul tubului catodic al defectoscopului (prezentarea *A,B,C* etc.).

Metodele de defectoscopie ultrasonică mai pot fi clasificate și astfel (STAS 6914 — 64) :
a — metoda intensității, metodă la care este indicată intensitatea undelor ultrasonice ;
b — metoda duratei de parcurs, metodă la care este indicată pe lîngă intensitatea undelor ultrasonice, și durata de parcurs de la suprafața piesei la o suprafață de separare ;
c — metoda cu impuls, metodă la care sînt folosite impulsurile ultrasonice ca :
— metoda cu impuls reflectat (metoda la care sînt urmărite ecourile impulsurilor) ;
— metoda cu impuls transmis (metoda la care sînt urmărite impulsurile care străbat piesa de examinat) ;
d — metoda cu unde continue, (metodă la care se folosește o succesiune neîntreruptă de oscilații) :
— metoda de transmisie cu unde continue (metoda la care sînt urmărite undele continue care străbat piesa) ;
— metoda de transmisie (cu unde continue) cu aparat indicator (metoda la care intensitatea undelor ultrasonice care au străbătut piesa este indicată de un instrument sau cu un releu ce acționează un dispozitiv de semnalizare) ;
— metoda de transmisie (cu unde continue) cu imagine ultrasonică (metodă la care cîmpul undelor ultrasonice continue care au străbătut piesa este transpus într-o imagine printr-un transductor acustico-optic) ;
e — metoda cu modulare de frecvență (metodă la care distanța de la suprafața piesei pînă la o suprafață de separare este determinată prin interferența undelor ultrasonice emise și modulate în frecvență, cu undele reflectate pe o suprafață de separare) ;
f — metoda de rezonanță (metodă la care distanța de la suprafața piesei pînă la o suprafață de separare sau grosimea piesei de examinat este determinată din frecvența de rezonanță a stratului străbătut de undele ultrasonice).

Laboratorul central folosește următoarele metode :
— metoda cu impuls și în special metoda cu impuls reflectat, pentru controlul calității metalelor și îmbinărilor sudate cap la cap ;
— metoda de rezonanță pentru controlul grosimii metalelor.

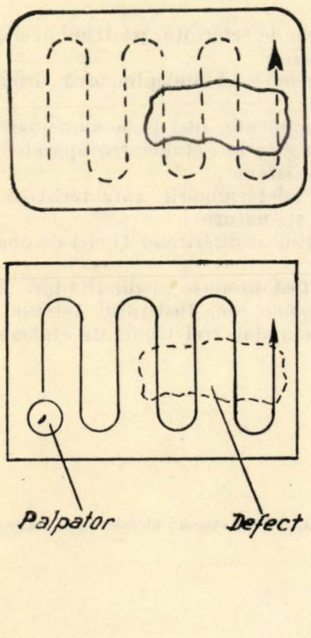


Fig. 4. Prezentarea C

3. DEFECTOSCOPIA ULTRASONICĂ A ÎMBINĂRILOR SUDATE CAP LA CAP

La îmbinările sudate cap la cap, pot fi detectate prin ultrasunete diferite defecte, ca :
— incluziuni de gaze și de zgură ;
— lipsă de pătrundere ;
— fisuri ;
— crestături la marginea cordonului de sudură ;
— lipsă de topire etc.

3.1. Procedee aplicate în controlul îmbinărilor sudate cap la cap

Procedeele pentru controlul îmbinărilor sudate cap la cap sînt următoarele :
a — introducerea directă a fasciculului ultrasonic (normal pe îmbinarea sudată), prin unde longitudinale, după șlefuirea supraînălțărilor (de suprafață și de rădăcină) (fig. 5) ;
b — introducerea directă a fasciculului ultrasonic în lungul îmbinării sudate și pe la un capăt al acesteia (prin unde longitudinale), după șlefuirea capetelor cordonului de sudură) (fig. 6) ;
c — introducerea indirectă a fasciculului ultrasonic prin metalul de bază, pe la un capăt al acestuia (prin unde longitudinale) (fig. 7) ;

d — introducerea indirectă a fasciculului ultrasonic prin metalul de bază, în lungul cordonului de sudură (prin unde transversale) (fig. 8);

Dintre cele patru procedee cunoscute, cel mai des se aplică ultimul procedeu, din următoarele motive:

— nu necesită şlefuirea supraînălţărilor cordoanelor de sudură;

— nu necesită existenţa capetelor îmbinării sudate sau a capetelor tablelor ce s-au sudat;

— necesită, în general, ceva mai puţină manoperă de pregătire.

3.2. Desfăşurarea controlului prin ultrasunete

În scopul efectuării unui control, care să ducă la obţinerea celor mai bune rezultate, sînt necesare, pe de o parte, o serie de operaţii premergătoare care constau din (etapa zero): etalonarea aparatelor ultrasonice, controlul palpatoarelor, stabilirea oscilogramelor caracteristice etc. şi, pe de altă parte, o serie de operaţii de bază care constau din (etapa I, II, III, IV): detectarea şi localizarea defectelor, stabilirea poziţiei, mărimii şi orientării acestora etc.

3.2.1. Etapa zero

Etalonarea aparatelor ultrasonice şi controlul palpatoarelor constau în reglarea optimă a tuturor parametrilor, astfel încît indicaţiile obţinute prin intermediul fasciculului ultrasonic să fie corect interpretate; se folosesc în acest scop suprafeţe reflectante şi defecte etalon cu caracteristici cunoscute, dispuse în etaloane de referinţă (etaloanele de referinţă sînt piese care, datorită caracteristicilor bine cunoscute — metal de bază, defecte etalon, geometrie perfectă — permit reglarea precisă a tuturor parametrilor). În timpul examinării îmbinării sudate, după operaţia de etalonare, interpretarea semnalelor provenite de la defectele reale se face în raport cu indicaţiile date de etaloanele de referinţă, păstrînd acelaşi reglaj al aparatelor ultrasonice.

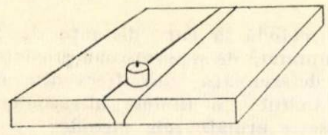


Fig. 5. Introducerea directă a fasciculului ultrasonic în îmbinarea sudată (examinare cu incidenţă normală), deasupra cordonului de sudură

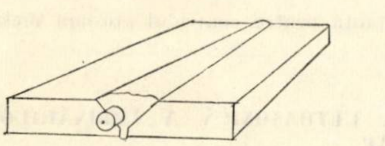


Fig. 6. Introducerea directă a fasciculului ultrasonic în îmbinarea sudată (examinare cu incidenţa normală), pe la un capăt al acesteia

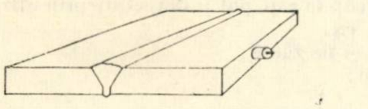


Fig. 7. Introducerea indirectă a fasciculului ultrasonic în îmbinarea sudată (examinare cu incidenţă normală), prin metalul de bază, pe la un capăt al acestuia

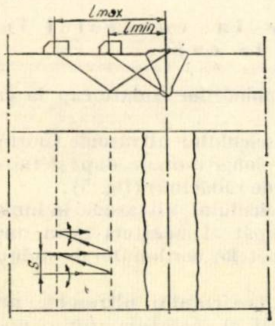


Fig. 8. Introducerea indirectă a fasciculului ultrasonic în îmbinarea sudată (examinare cu incidenţă înclinată), prin metalul de bază

l_{max} este depărtarea maximă a palpatorului faţă de axa cordonului de sudură; l_{min} este depărtarea minimă a palpatorului faţă de axa cordonului de sudură; $l_{max} - l_{min}$ este lăţimea zonei de examinare; s este lăţimea pasului de examinare ($s \leqslant b$), unde b este lăţimea palpatorului în cazul palpatoarelor paralelipipedice, sau diametrul palpatorului în cazul palpatoarelor cilindrice

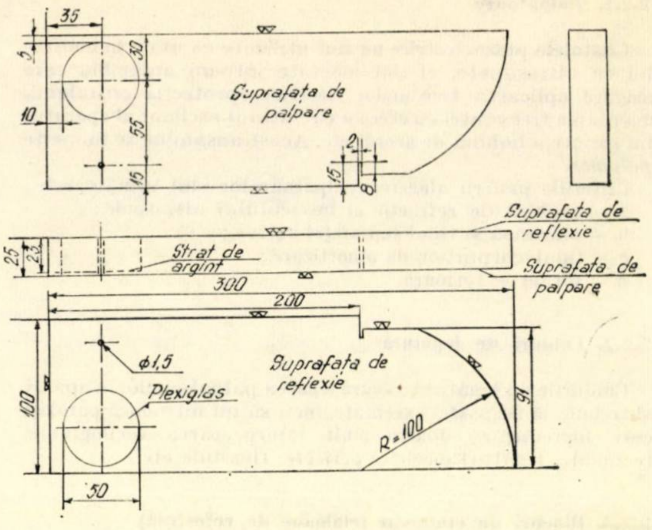


Fig. 9. Etalon de referinţă IIS tip 1

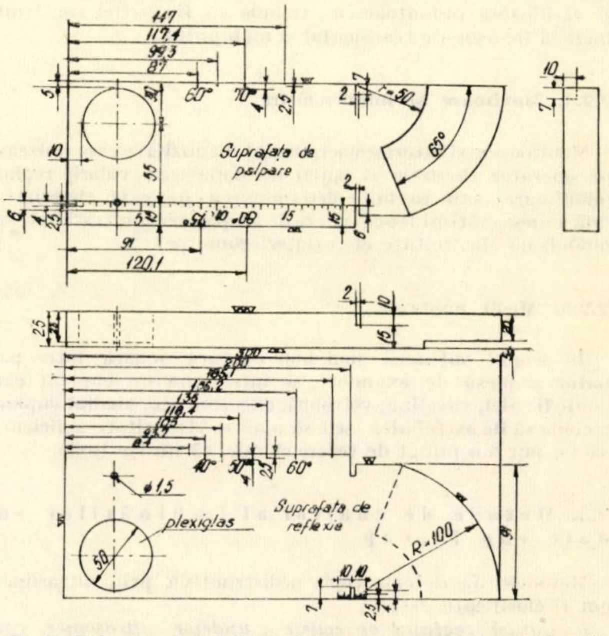


Fig. 10. Etalon de referinţă IIS tip 2 (marcarea se gravează cu o toleranţă de ± 0,1 mm)

Etaloanele de referinţă trebuie să îndeplinească următoarele condiţii:

a — să nu fie nici prea complicate, nici prea numeroase;

b — să permită, prin construcţia lor, etalonarea aparatelor ultrasonice şi controlul palpatoarelor;

c — să ofere posibilitatea determinării caracteristicilor defectelor (poziţie, mărime şi natură);

d — să permită reglajul optim al diferitelor tipuri de aparate ultrasonice.

Etaloanele de referinţă au fost propuse în diferite ţări, ca U.R.S.S., S.U.A., Anglia, Japonia etc. Institutul Internaţional de Sudură (I.I.S.) a recomandat trei tipuri de etaloane de referinţă, astfel:

— tipul 1 (fig. 9)[1];

— tipul 2 (fig. 10);

— tipul 3 (fig. 11)[1];

---

[1] Marcarea la etalonul tipul 1 şi tipul 3 se execută identic ca la etalonul tipul 2.

La noi în țară, ISCIR a produs și realizat un etalon de referință confecționat din OLK1, de forma unei prisme dreptunghiulare, avînd practicate niște orificii cilindrice în scopul localizării secțiunii sudurii (fig. 12).

Aceste etaloane se folosesc, în special, în scopul aflării unuia din parametrii defectului și anume poziția acestuia; pentru aflarea celorlalți doi parametri (mărime și natură), se folosesc etaloane sudate, confecționate din același metal cu cel ce urmează a fi controlat, prevăzute cu defecte artificiale, bine cunoscute; mărimea și natura defectelor artificiale, după executarea îmbinării sudate, se determină prin alte metode și, în special, prin metoda radiațiilor penetrante.

3.2.1.1. Faza I

3.2.1.1.1. Etalonarea aparatelor ultrasonice

Etalonarea aparatelor ultrasonice constă din următoarele operații:

a. Etalonarea scării de măsură și controlul liniarității bazei de timp care se realizează prin așezarea unui palpator normal în pozițiile *P* și *Q*, pe etalonul de referință, respectiv pe grosimi de metal de 200 mm și 100 mm (fig. 13.). Pe ecranul tubului catodic trebuie să apară, în ambele cazuri, ecouri repetate la distanțe egale (fig. 14); aparatul trebuie reglat pentru o distanță mai mare de 400 mm. În cazul în care baza de timp nu este liniară, distanțele dintre ecourile succesive nu vor fi egale (fig. 15)

Pentru etalonare la undele transversale, palpatorul normal se așază în poziția *R* (fig. 16), astfel încît undele longitudinale vor parcurge distanța de 91 mm, distanță echivalentă, în unde transversale, cu 50 mm (fig. 17).

b. Reglajul sensibilității relative se execută în scopul aprecierii capacității maxime a aparatului de a pune în evidență un defect de o anumită mărime. În acest scop, se așază palpatorul înclinat, pe etalonul de referință, în poziția *S* (fig. 18), deplasîndu-l astfel încît să se obțină indicația maximă de la defectul artificial cilindric cu diametrul de 1,5 mm (fig. 19 *a*); tot în scopul reglajului sensibilității relative a aparatului, se așază palpatorul normal, fie în poziția *M* (fig. 20), obținîndu-se oscilograma din figura 21, fie în poziția *N* (pe fața argintată a plexiglasului orificiului cu diametrul de 50 mm) (fig. 22), obținîndu-se oscilograma din figura 23.

c. Controlul zonei moarte (fig. 24) se execută folosind orificiul cu diametrul de 50 mm, prin așezarea unui palpator normal, în pozițiile *T* și *U* (fig. 25), pe etalonul de referință, urmărindu-se astfel distanța dintre ecoul inițial și primul ecou al feței opuse (fig. 26). Zona moartă este acea zonă în care ecourile provenite de la defecte amplasate la distanțe mici de suprafața palpată, nu se evidențiază separat, deoarece sînt înglobate în impulsul inițial.

d. Controlul selectivității (puterii de separare) se efectuează cu un palpator normal așezat în poziția *V* (fig. 27) a etalonului de referință; selectivitatea reprezintă capacitatea aparatului de a distinge unul de celălalt două defecte învecinate. Se urmărește obținerea unor ecouri corespunzătoare pozițiilor *A*, *B* și *C* (fig. 28), cît mai separate.

3.2.1.1.2. Controlul palpatoarelor

Controlul palpatoarelor constă din următoarele operații:

a. Determinarea și controlul punctului de incidență al fasciculului ultrasonic, care se realizează așezînd palpatorul înclinat în poziția *W* de pe etalon (fig. 29). Prin deplasarea palpatorului în jurul poziției *W* se obține un punct în care ecoul are amplitudinea maximă (fig. 30); în această poziție, punctul zero de pe etalonul de referință (centrul geometric al cercurilor cu raza de 100 mm și de 50 mm) trebuie să coincidă cu punctul de emergență al fasciculului ultrasonic (punct în care energia ultrasonică emisă are valoarea maximă). Dacă punctul zero de pe etalon nu coincide cu punctul de emergență de pe palpator, care este însemnat cu o linie, se face corecția respectivă (în plus sau în minus).

b. Controlul unghiului de refracție, care se face prin deplasarea palpatorului înclinat în jurul punctului X (X_1, X_2, X_3...) (fig. 31), pînă în momentul în care se obține amplitudinea maximă a ecourilor provenite, fie de la orificiul cu diametrul de 50 mm (pentru unghiuri de refracție cuprinse între 40 și 70°), fie de la orificiul cu diametrul de 1,5 mm (pentru unghiuri de refracție cuprinse între 75 și 80° —

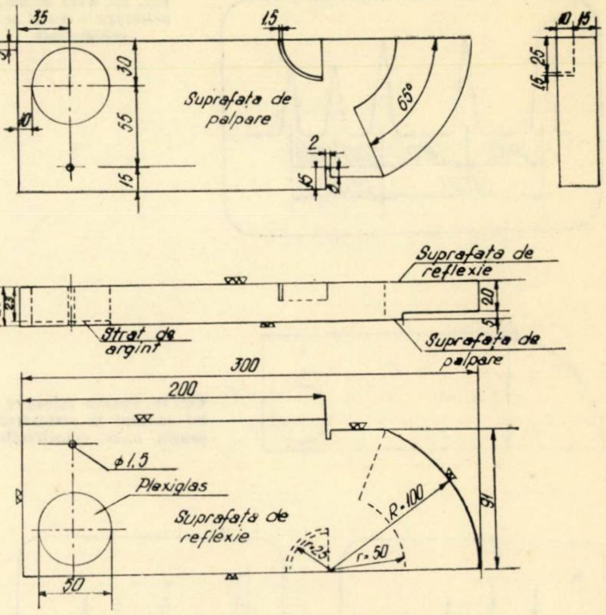
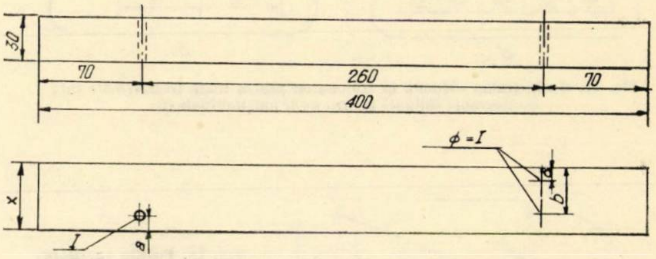


Fig. 11. Etalon de referință IIS tip 3



Grosimea materialului (mm)	x (mm)	a (mm)	b (mm)	I (mm)
8–12	10	3	1/2 ×	1,0
13–16	15	3	1/2 ×	1,5
17–20	19	3	1/2 ×	1,5
21–30	25	3	1/2 ×	2,0
31–40	35	3	1/2 ×	3,0
> 40	50	3	1/2 ×	4,0

Fig. 12. Etalon de referință ISCIR, tip 4

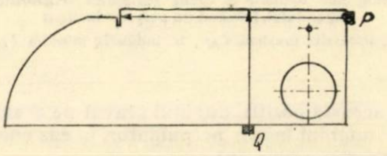


Fig. 13. Pozițiile palpatorului normal pentru etalonarea scării de măsură și controlul liniarității bazei de timp

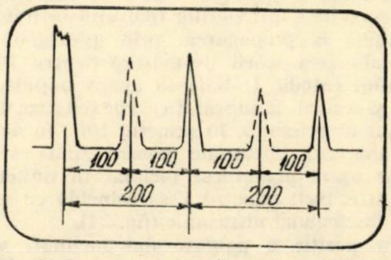


Fig. 14. Bază de timp liniară – ecouri echidistante

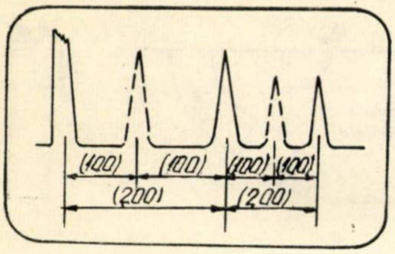


Fig. 15. Bază de timp neliniară – ecouri neechidistante

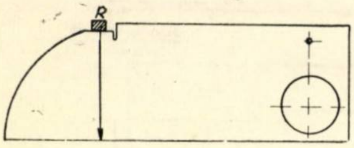


Fig. 16. Poziția palpatorului normal la etalonarea pentru unde transversale

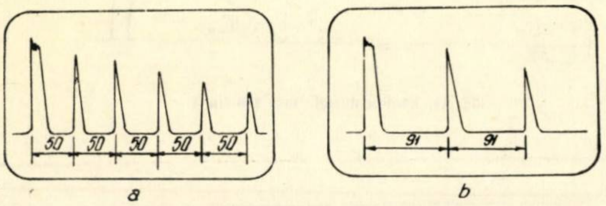


Fig. 17. Oscilograma obținută la etalonarea pentru unde transversale (a) ; oscilograma obținută pentru unde longitudinale (b)

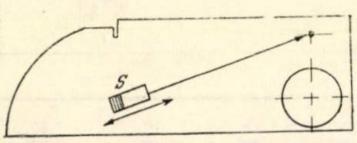


Fig. 18. Poziția palpatorului înclinat pentru reglajul sensibilității relative a aparatului

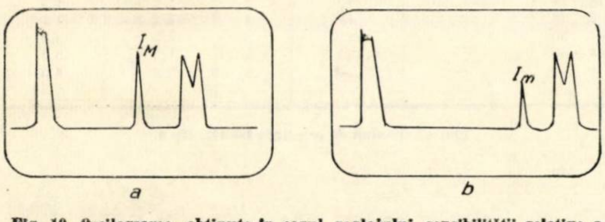


Fig. 19. Oscilograme obținute în cazul reglajului sensibilității relative a aparatului, folosind un palpator înclinat

a. indicația maximă I_M ; b. indicația minimă I_m

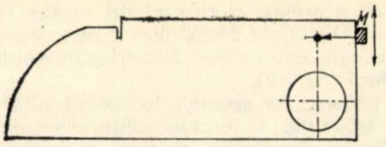


Fig. 20. Poziția palpatorului normal pentru reglajul sensibilității relative a aparatului

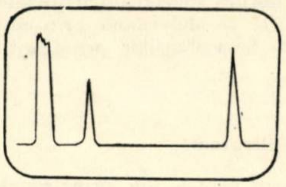


Fig. 21. Oscilograma obținută în cazul reglajului sensibilității relative a aparatului

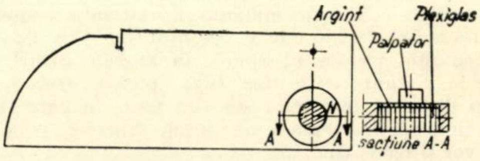


Fig. 22. Poziția palpatorului normal pe fața argintată a plexiglasului orificiului cu diametrul de 50 mm, pentru reglajul sensibilității relative a aparatului

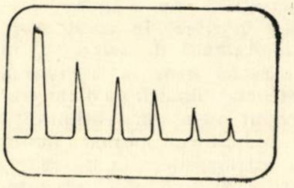


Fig. 23. Oscilograma obținută în cazul reglajului sensibilității relative a aparatului, folosind palpatorul normal aplicat pe fața argintată a orificiului cu diametrul de 50 mm

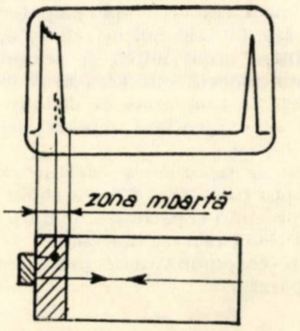


Fig. 24. Zona moartă a aparatului (în zona hașurată aparatul nu sesizează defecte)

fig. 32) ; în această poziție, unghiul gravat pe etalon trebuie să coincidă cu unghiul înscris pe palpator, în caz contrar urmînd a se face corecția respectivă.

c. Corecția punctului zero se execută pentru toate palpatoarele înclinate ; palpatoarele înclinate, fiind înzestrate cu o pană de refracție (de obicei din plexiglas) aplicată între oscilatorul piezoelectric și suprafața piesei de examinat, nu permit determinarea corectă a distanțelor pînă la defecte, fără a se introduce o corecție a întîrzierilor (datorită întîrzierii fasciculului ultrasonic la propagarea prin plexiglas) (fig. 33). Astfel, la etalonarea scării de măsură pentru 100 mm, pe ecranul tubului catodic trebuie să apară impulsul inițial în punctul zero și ecoul de la suprafața curbă (cu raza de 100 mm), de pe etalonul de referință, în punctul 100 ; în acest scop se etalonează aparatul ultrasonic pentru unde transversale, după care se așază palpatorul înclinat în punctul zero al poziției *Y*, astfel încît punctul *Y* să coincidă cu punctul de emergență a fasciculului ultrasonic (fig. 34).

În această poziție a palpatorului înclinat, se reglează imaginea de pe ecran prin deplasarea frontului *R* în așa fel, încît pe scara gradată a aparatului să apară sfîrșitul impulsului inițial la gradația zero și ecoul de la suprafața curbă (cu raza de 100 mm) a etalonului de referință, la gradația 100 (stabilită prin etalonarea aparatului — fig. 35).

d. Determinarea caracteristicilor fasciculului se face în scopul cunoașterii repartiției energiei în fascicul. Pentru această determinare se trasează diagramele polare, atît pentru palpatoarele înclinate, cît și pentru palpatoarele normale. În cazul palpatoarelor înclinate, acestea se așază pe etalon în dreptul unghiului corespunzător și se deplasează în dreapta sau în stînga, obținîndu-se astfel ecourile provenite de la orificiul cu diametrul de 50 mm (fig. 31 și 32) ; dacă se măsoară amplitudinile și unghiurile corespunzătoare acestora, se trasează diagrama polară (fig. 36). În cazul palpatoarelor normale, acestea se așază pe etalon, deasupra orificiului cu diametrul de 50 mm (poziția *P'*) și se deplasează în dreapta și în stînga (pozițiile P_1' și P_2') (fig. 37), obținîndu-se oscilograma din fig. 38 ; dacă se măsoară amplitudinile și unghiurile corespunzătoare acestora, se trasează diagrama polară (fig. 39).

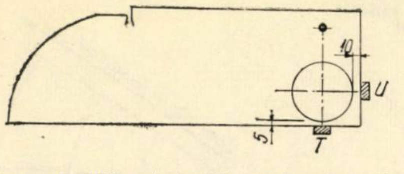


Fig. 25. Poziţiile palpatorului normal pentru controlul zonei moarte a aparatului

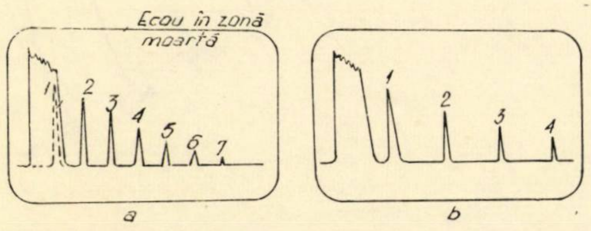


Fig. 26. Oscilogramele obţinute în controlul zonei moarte a aparatului

a. ecourile corespunzătoare poziţiei T a palpatorului (primul ecou nu se vede deoarece este înglobat în impulsul iniţial, deci zona moartă este cca 5 mm); b. ecourile corespunzătoare poziţiei U a palpatorului (primul ecou se vede)

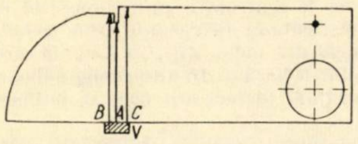


Fig. 27. Poziţia palpatorului normal pentru controlul selectivităţii aparatului

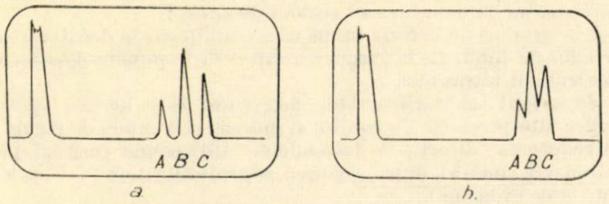


Fig. 28. Oscilogramele obţinute în controlul selectivităţii

a. selectivitate bună; b. selectivitate slabă

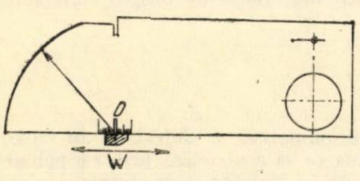


Fig. 29. Poziţia palpatorului înclinat, pentru determinarea şi controlul punctului de incidenţă al fasciculului ultrasonic

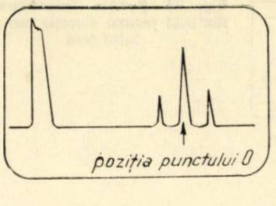


Fig. 30. Oscilograma obţinută la determinarea şi controlul punctului de incidenţă al fasciculului ultrasonic

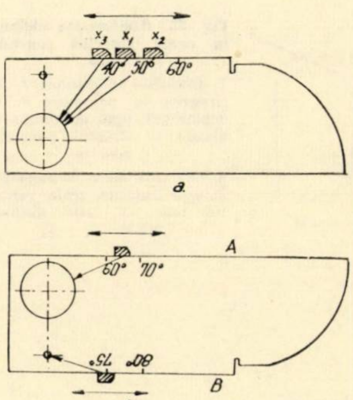


Fig. 31. Poziţiile palpatoarelor înclinate pentru controlul unghiurilor de refracţie

a. poziţia palpatorului pentru controlul unghiului de refracţie cuprins între 40° şi 60° ($40° \leqslant \beta_T \leqslant 60°$); b. poziţiile palpatoarelor pentru controlul unghiurilor de refracţie cuprinse între 60° şi 80°, astfel: — $60° < \beta_T \leqslant 70°$ (pe faţa A); — $75° \leqslant \beta_T \leqslant 80°$ (pe faţa B)

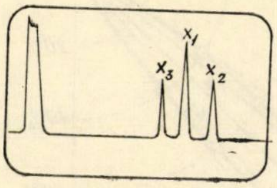


Fig. 32. Oscilograma obţinută la controlul unghiurilor de refracţie ale palpatoarelor înclinate

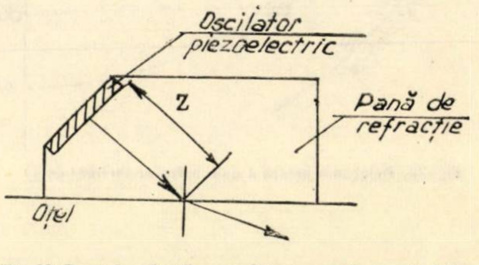


Fig. 33. Pana de refracţie, care face necesară corecţia întîrzierilor ($Z = c/l$) (corecţia punctului zero)

3.2.1.2. Faza II

Această fază cuprinde stabilirea oscilogramelor caracteristice diferitelor tipuri de defecte ce pot exista în îmbinarea sudată, cît şi stabilirea nivelurilor de admisibilitate.

În acest scop se folosesc:

a — etaloane de referinţă (IIS sau ISCIR);

b — etaloane de referinţă confecţionate din table sudate (din acelaşi material şi executate în aceleaşi condiţii cu cele din operă) şi prevăzute cu defecte artificiale cunoscute;

c — dispozitive anexe în scopul delimitării unor mărimi (monitoare, interferometre etc.).

În ţara noastră, în etapa actuală, nu există încă documentaţii normative privind atît etalonarea aparatelor ultrasonice şi controlul palpatoarelor, cît şi încadrarea în clase de calitate a defectelor depistate prin ultrasunete.

Totuşi, pînă la apariţia unei documentaţii normative privind controlul prin ultrasunete al îmbinărilor sudate cap la cap, se pot folosi (ca ghid) normele ISCIR C20—65 (Instrucţiuni pentru stabilirea calităţii îmbinărilor sudate cap la cap, controlate prin radiaţii X sau gamma la instalaţiile mecanice sub presiune şi de ridicat).

În acest scop, se execută îmbinări sudate cap la cap, cu defecte voite, se radiografiază şi apoi se examinează îmbinarea respectivă prin ultrasunete; se stabileşte astfel corespondenţa care există între defectele de pe clişeul radiografic şi ecourile corespunzătoare (formă, amplitudine şi evoluţia formei ecourilor de defecte, o dată cu deplasarea palpatorului prin mişcări combinate de translaţie şi de rotaţie).

3.2.1.3. Faza III

Această fază cuprinde controlul calităţii metalului de bază în zona învecinată îmbinării sudate, în scopul separării eventualelor defecte ce pot exista în această zonă.

Defectele existente în metalul de bază, din apropierea cordonului de sudură, îngreunează foarte mult controlul şi de multe ori îl fac cu neputinţă.

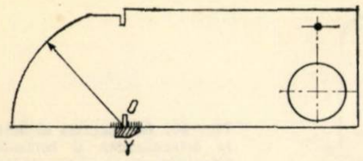


Fig. 34. Poziţia palpatorului inclinat pentru corecţia punctului zero

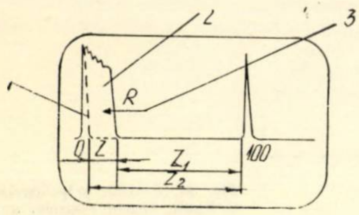


Fig. 35. Oscilograma obţinută în cazul corecţiei punctului zero

1. Impulsul aparatului; 2. Întirzierea în palpator; 3. Se deplasează pînă la frontul (R) ajunge în dreptul punctului zero (0)

Z este intîrzierea în palpator; Z_1 este distanţa reală pentru 100 mm; Z_2 este distanţa totală ($Z_1 + Z$)

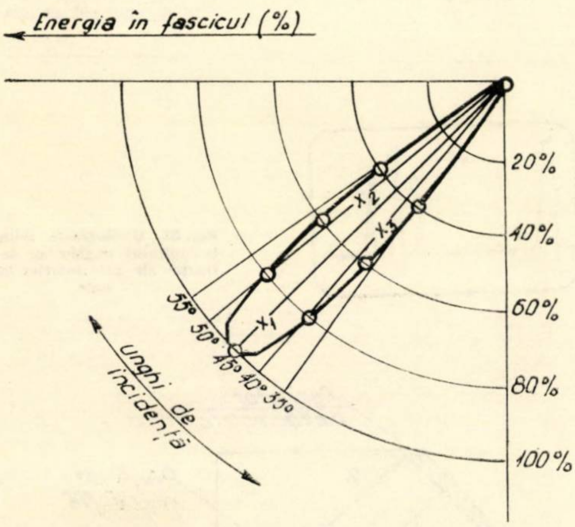


Fig. 36. Diagrama polară a unui palpator înclinat de 45°

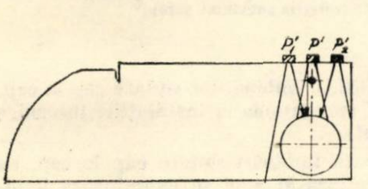


Fig. 37. Poziţia palpatorului normal, în cazul determinării caracteristicilor fasciculului

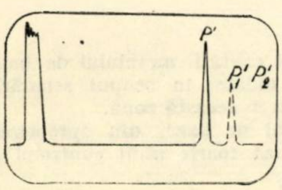
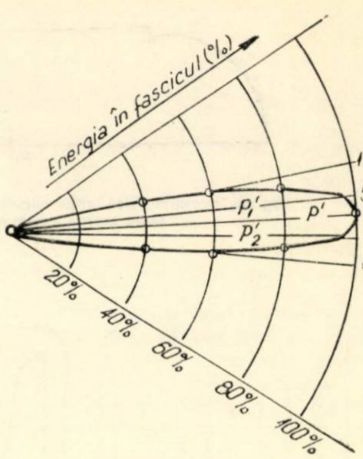


Fig. 38. Oscilograma obţinută în cazul determinării caracteristicilor fasciculului

Fig. 39. Diagrama polară a unui palpator normal



Calitatea metalului de bază se controlează, de obicei, prin unde longitudinale (examinare cu incidenţă normală), palparea efectuîndu-se pe ambele părţi ale cordonului de sudură, adică în zonele în care urmează a se face examinarea cu incidenţă înclinată (unde transversale).

Îmbinările sudate nu vor fi controlate prin procedeul de introducere indirectă a fasciculului ultrasonic prin metalul de bază (examinare cu incidenţă înclinată), în cazul în care, în urma controlului metalului de bază (prin unde longitudinale) se obţin următoarele defecţiuni (defecţiuni care se întîlnesc în practică):

a — zone cu defecte continue (exfolieri, segregaţii), care conduc la obţinerea de reflexii multiple;

b — defecte locale (incluziuni de gaze sau de zgură), care conduc la denaturarea ecoului de fund;

c — grupuri de defecte locale care conduc fie la denaturarea ecoului de fund, fie la atenuarea diferită, în puncte diferite, a fasciculului ultrasonic.

În scopul separării acestor defecţiuni este necesar să se aplice alte procedee de control al sudurii şi anume, de regulă, introducerea directă a fasciculului ultrasonic (normal pe îmbinarea sudată), după şlefuirea supraînălţărilor (de suprafaţă şi de rădăcină).

3.2.2. Etapa I

Detectarea şi localizarea defectelor în lungul cordonului de sudură.

3.2.2.1. Faza I

Cuprinde detectarea aproximativă a defectelor în lungul cordonului de sudură, ceea ce se realizează printr-o palpare în zig-zag şi cu un pas egal cu lăţimea palpatorului; se iau sub observaţie acele indicaţii osciloscopice care reprezintă, ca mărime, jumătate din amplitudinea stabilită prin etalonare şi fixată ca limită maximă admisibilă.

3.2.2.2. Faza II

Cuprinde localizarea defectelor în lungul cordonului de sudură, ceea ce se realizează printr-o palpare în zig-zag cu un pas mai mic decît lăţimea palpatorului; se iau sub observaţie indicaţiile osciloscopice, care reprezintă, ca mărime, amplitudinea stabilită prin etalonare.

3.2.2.3. Faza III

Cuprinde verificarea localizării defectelor în lungul cordonului de sudură, ceea ce se realizează ca în faza II, însă pe partea cealaltă a cordonului; se localizează precis zonele cu defecte existente în lungul cordonului de sudură.

3.2.3. Etapa II

Stabilirea poziţiei defectelor în secţiunea transversală a cordonului de sudură. În acest scop se deplasează palpatorul în zig-zag, pe paralele situate la diferite distanţe de cordon (zone de palpare) şi numai în zonele cu defecte localizate prin etapa I. Pentru stabilirea poziţiei defectelor se folosesc mai multe procedee :

a — calcul geometric ;
b — nomograme ;
c — rigle de calcul speciale ;
d — defecte artificiale.

3.2.4. Etapa III

Stabilirea orientării şi a mărimii aproximative a defectelor. În scopul aflării orientării defectelor se palpează zonele localizate în etapele I şi II, prin mişcări combinate de translaţie şi de rotaţie ; prin aceste mişcări combinate se urmăreşte evoluţia formei ecoului de defect (oscilograma dinamică — fig. 40, fig. 41, fig. 42), căutîndu-se unghiul pentru care ecoul de defect are amplitudinea maximă (în momentul în care ecoul de defect are amplitudinea maximă, înseamnă că defectul este orientat perpendicular pe fasciculul ultrasonic — fig. 43).

În scopul aflării mărimii defectelor se folosesc de obicei două metode :

a — metoda proporţionalităţii, adică proporţionalitatea între mărimea defectului şi mărimea amplitudinii ecoului acestuia (această metodă nu este valabilă decît în cazuri cu totul particulare) ;

b — metoda diagramelor de calcul, care au avantajul că elimină o serie de acţiuni (acţiunea exercitată de grosimea piesei, de natura şi modul de prelucrare a metalului etc.) şi care pot da erori foarte mari în aprecierea mărimii defectului ; aceste diagrame sînt cunoscute sub denumirea de *AVG*.

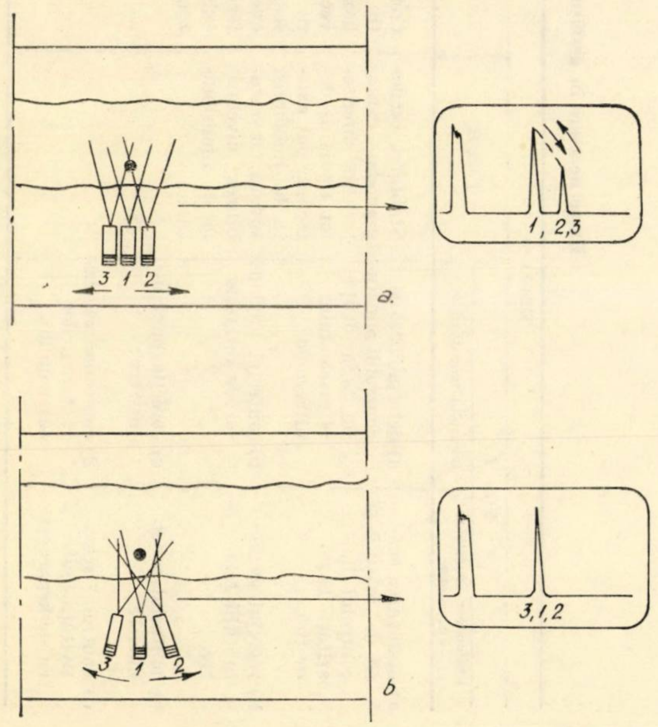
3.2.5. Etapa IV

Aprecierea naturii defectelor şi încadrarea în clase de calitate. În acest scop sînt necesare următoarele operaţii principale :

a — urmărirea formei ecoului de defect :

Fig. 40. Evoluţia ecourilor de defect în cazul unei incluziuni de gaze (por sferoidal)

a. poziţiile palpatorului şi oscilograma dinamică în cazul mişcării de translaţie ; b. poziţiile palpatorului şi oscilograma dinamică în cazul mişcării de rotaţie



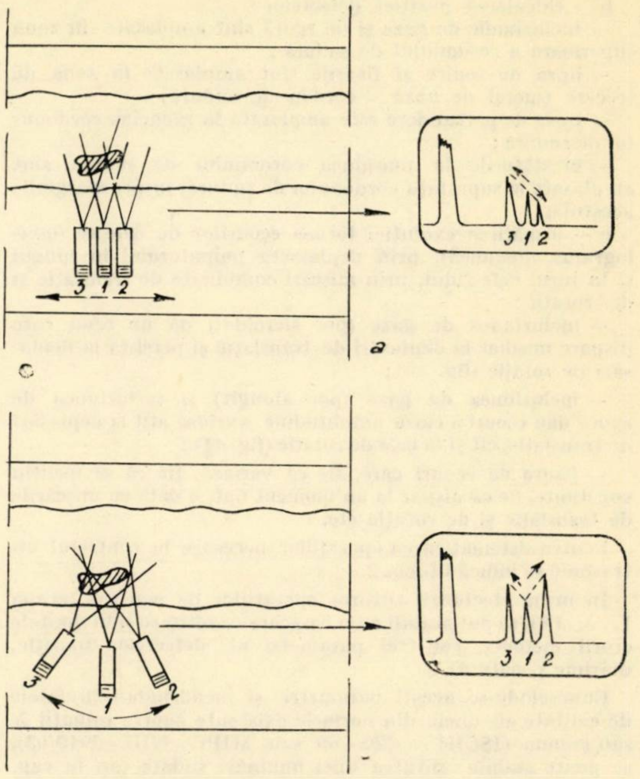


Fig. 41. Evoluţia ecourilor de defect în cazul unei incluziuni de zgură

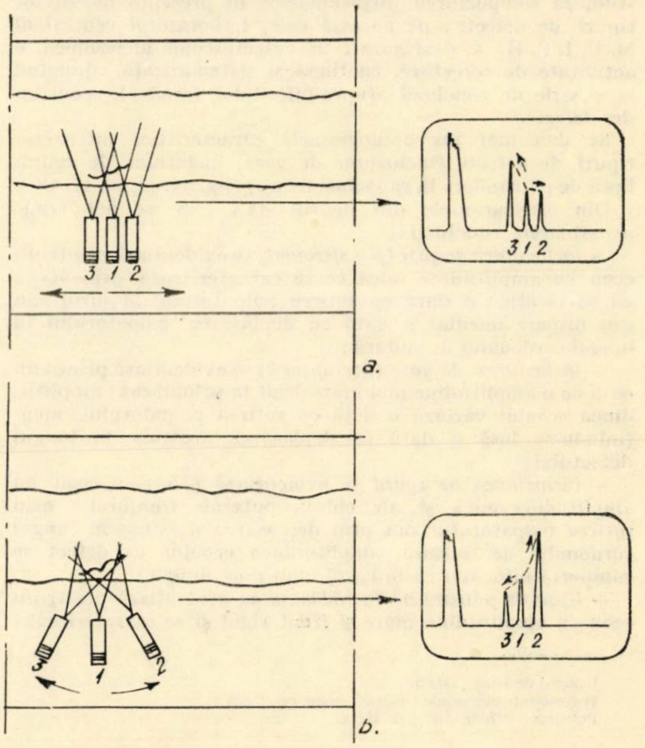
a. poziţiile palpatorului şi oscilograma dinamică în cazul mişcării de translaţie ; b. poziţiile palpatorului şi oscilograma dinamică în cazul mişcării de rotaţie

— *defectele plate* (fisuri, lipsă de pătrundere) dau, de obicei, ecouri înguste, cu amplitudine mare şi front rigid ;

— *defectele volumice* (incluziuni de gaze şi de zgură) dau, de obicei, ecouri late, cu amplitudine mică.

Fig. 42. Evoluţia ecourilor de defect în cazul unei fisuri

a. poziţiile palpatorului şi oscilograma dinamică în cazul mişcării de translaţie ; b. poziţiile palpatorului şi oscilograma dinamică în cazul mişcării de rotaţie



b — calcularea poziţiei defectelor :

— incluziunile de gaze şi de zgură sînt amplasate în zona superioară a cordonului de sudură ;

— lipsa de topire şi fisurile sînt amplasate în zona de trecere (metal de bază — cordon de sudură) ;

— lipsa de pătrundere este amplasată la rădăcina cordonului de sudură ;

— crestăturile la marginea cordonului de sudură sînt amplasate la suprafaţa cordonului de sudură, înspre marginile acestuia.

c — urmărirea evoluţiei formei ecourilor de defecte (oscilograma dinamică), prin deplasarea palpatorului în lungul şi în jurul defectului, prin mişcări combinate de translaţie şi de rotaţie :

— incluziunea de gaze (por sferoidal) dă un ecou care dispare imediat la deplasări de translaţie şi persistă la deplasări de rotaţie (fig. 40) ;

— incluziunea de gaze (por alungit) şi incluziunea de zgură dau ecouri a căror amplitudine variază atît la deplasări de translaţie, cît şi la cele de rotaţie (fig. 41) ;

— fisura dă ecouri care, fie că variază, fie că se menţin constante, fie că dispar la un moment dat, o dată cu mişcările de translaţie şi de rotaţie etc.

Pentru sistematizarea operaţiilor necesare la controlul ultrasonic se indică tabela 2.

În urma efectuării tuturor operaţiilor de mai sus (etapa I.....IV), se pot stabili cu o oarecare exactitate şi în limitele erorii metodei, cei trei parametri ai defectelor (poziţie, mărime şi natură).

Cunoscîndu-se aceşti parametri şi încadrîndu-i în clasele de calitate ale uneia din normele existente pentru radiaţii X sau gamma (ISCIR — C20—65 sau MIPC—NID—2919/63), se poate stabili calitatea unei îmbinări sudate cap la cap.

4. REZULTATELE OBŢINUTE ÎN CADRUL LABORATORULUI CENTRAL ÎN CONTROLUL ULTRASONIC AL ÎMBINĂRILOR SUDATE CAP LA CAP

Una din cauzele care a provocat neaplicarea sau aplicarea pe o scară destul de restrînsă a metodelor ultrasonice de control al metalelor şi îmbinărilor sudate este aceea a dificultăţii interpretării oscilogramelor, respectiv a semnalelor provenite de la defecte.

În această acţiune au fost antrenate o serie de ţări care studiază comportarea ultrasunetelor în prezenţa diferitelor tipuri de defecte ; pe această cale, Laboratorul central al M. C. I. C. R. a desfăşurat, în defectoscopia ultrasonică, o activitate de cercetare, continuă şi sistematizată, ajungînd la o serie de concluzii asupra diferitelor forme ale ecourilor de defecte.

Se dau mai jos oscilogramele caracteristice diferitelor tipuri de defecte (incluziune de gaze, incluziune de zgură, lipsă de pătrundere la rădăcină, fisură) (fig. 44, 45, 46, 47, 48)[1].

Din oscilogramele din figurile 44 ... 48 se pot trage următoarele concluzii :

— *incluziunea de gaze* (*por sferoidal*) se evidenţiază printr-un ecou cu amplitudine mică ce se caracterizează prin aceea că se menţine o dată cu rotirea palpatorului în jurul său sau dispare imediat o dată cu deplasarea palpatorului în lungul cordonului de sudură ;

— *incluziunea de gaze* (*por alungit*) se evidenţiază printr-un ecou cu o amplitudine mai mare decît în primul caz ; amplitudinea ecoului variază o dată cu rotirea palpatorului, menţinîndu-se însă o dată cu deplasarea acestuia în lungul defectului ;

— *incluziunea de zgură* se evidenţiază printr-un ecou cu amplitudine mică şi, de obicei, puternic franjurat ; prin rotirea palpatorului sau prin deplasarea acestuia în lungul cordonului de sudură, amplitudinea ecoului de defect se comportă întocmai ca în cazul unui por alungit ;

— *lipsa de pătrundere la rădăcină* se evidenţiază printr-un ecou cu amplitudine mare şi front rigid şi se caracterizează

Tabela 2

Etape necesare în desfăşurarea controlului prin ultrasunete al îmbinărilor sudate cap la cap

ETAPA 0				ETAPA I			ETAPA II	ETAPA III	ETAPA IV
Faza I		Faza II	Faza III	Faza I	Faza II	Faza III			
Etalonarea aparatelor ultrasonice	Controlul palpatoarelor								
a) etalonarea scării de măsură şi controlul liniarităţii bazei de timp ;	a) determinarea şi controlul punctului de incidenţă al fasciculului ultrasonic ;	Stabilirea oscilogramelor caracteristice diferitelor tipuri de defecte ce pot exista în îmbinarea sudată, cît şi stabilirea nivelurilor de admisibilitate.	Controlul calităţii metalului de bază în zona învecinată îmbinării sudate, în scopul separării eventualelor defecte ce pot exista în această zonă.	Detectarea aproximativă a defectelor în lungul cordonului de sudură.	Localizarea defectelor în lungul cordonului de sudură.	Verificarea localizării defectelor în lungul cordonului de sudură.	Stabilirea poziţiei defectelor în secţiunea transversală a cordonului de sudură.	Stabilirea orientării şi a mărimii aproximative a defectelor.	Aprecierea naturii defectelor şi încadrarea în clase de calitate.
b) reglajul sensibilităţii relative ;	b) controlul unghiului de refracţie								
c) controlul zonei moarte ;	c) corecţia punctului zero ;								
d) controlul selectivităţii (puterii de separare).	d) determinarea caracteristicilor fasciculului.								

---

[1] Metal de bază : OL 38
Defectoscop ultrasonic : Krautkrämer tip USM 1
Palpator : WB70 (70° şi 2 MHz)

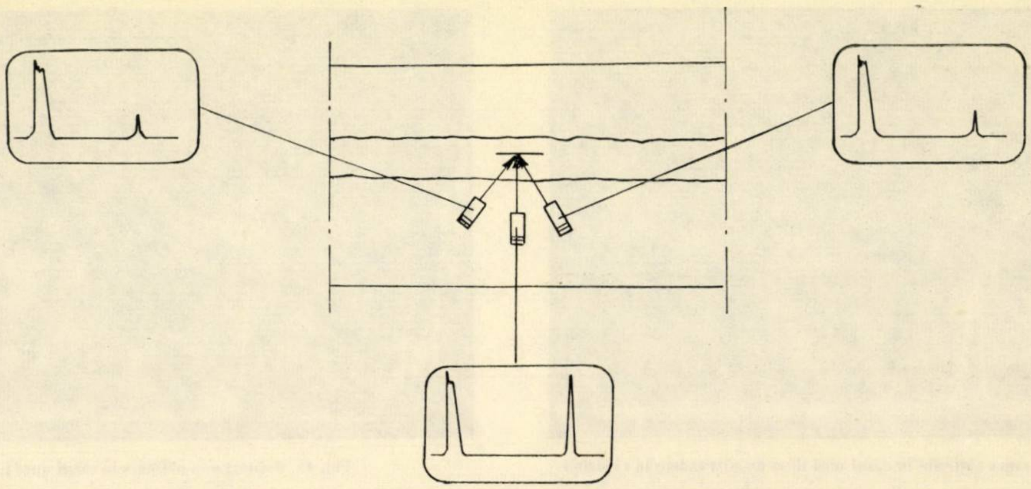


Fig. 43. Deplasarea palpatorului pentru stabilirea orientării defectelor şi oscilogramele caracteristice corespunzătoare celor trei poziţii ale palpatoarelor

prin aceea că se menţine o dată cu deplasarea palpatorului paralel cu axa cordonului de sudură;

— *fisura* se evidenţiază printr-un ecou cu amplitudine mare şi front rigid şi se caracterizează prin aceea că amplitudinea ecoului variază, pînă la dispariţia totală, o dată cu rotirea palpatorului, sau se menţine o dată cu deplasarea acestuia paralel cu defectul.

5. CONCLUZII

Controlul calităţii îmbinărilor sudate cap la cap, prin metode ultrasonice, datorită numeroaselor avantaje pe care le are, începe să se impună din ce în ce mai mult. În stadiul actual, metodele ultrasonice nu pot fi aplicate independent, ci trebuie dublate cu alte metode care sînt mai bine stăpînite şi pentru care există criterii de apreciere a defectelor (spre exemplu metoda radiaţiilor penetrante).

În scopul obţinerii celor mai bune rezultate în controlul ultrasonic al îmbinărilor sudate cap la cap trebuie îndeplinite următoarele condiţii principale:

a — pregătirea temeinică, atît teoretică, cît şi practică, a operatorilor care execută controlul ultrasonic;

b — etalonarea corectă a defectoscoapelor şi verificarea amănunţită a palpatoarelor;

c — alegerea judicioasă a unei aparaturi, metode şi tehnici de examinare, în funcţie de caracteristicile obiectului ce urmează a fi controlat, pe de o parte, şi a scopului urmărit, pe de altă parte;

d — înainte de a se efectua controlul îmbinărilor sudate cap la cap, se va controla calitatea metalului de bază, din apropierea cordonului de sudură, fie în scopul de a separa eventualele defecte ce pot exista în această zonă, fie în scopul de a schimba procedeul de palpare;

e — controlul îmbinării sudate se va efectua pe ambele părţi ale cordonului de sudură, în scopul depistării defectelor orientate preferenţial (anizotropia reflexiei);

f — aprecierea mărimii defectelor să nu se facă considerînd ca criteriu de comparare înălţimea ecoului de defect (nu există proporţionalitate între mărimea defectului şi înălţimea ecoului decît în cazuri speciale), ci trebuie să se aplice diagrama *AVG* (în cazul defectelor mici la care raportul dintre dimensiunea maximă şi minimă nu este prea mare); dacă într-o îmbinare sudată apar totuşi defecte mari, nu se mai calculează mărimea acestora, deoarece sudura se respinge imediat;

g — identificarea naturii defectelor să nu se facă numai prin aprecierea formei ecoului obţinut la un moment dat, ci trebuie urmărită evoluţia acestei forme, o dată cu deplasarea palpatorului, prin mişcări combinate de translaţie şi de rotaţie (oscilograma dinamică);

h — compararea ecourilor provenite de la defectele din îmbinarea sudată cu ecourile provenite de la defecte cunoscute (defecte existente în epruvete sudate, identice, ca natură şi mod de prelucrare, cu tablele sudate);

i — dublarea metodei ultrasonice prin metoda radiaţiilor penetrante (*X* sau gamma), în toate cazurile în care există

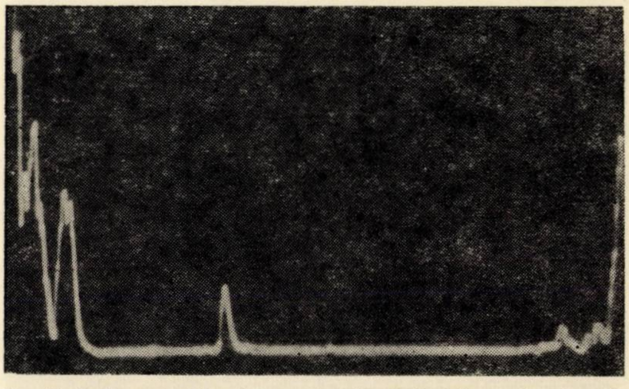


Fig. 44. Oscilograma obţinută în cazul unei incluziuni de gaze (por sferoidal)

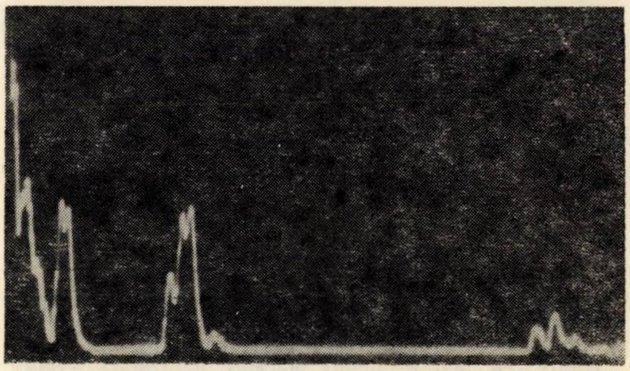
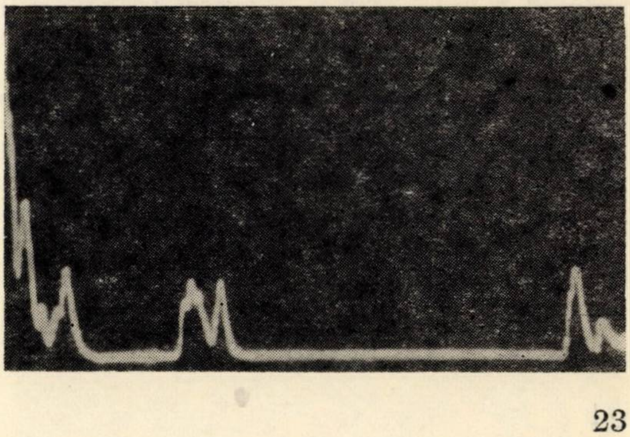


Fig. 45. Oscilograma în cazul unei incluziuni de gaze (por alungit)

Fig. 46. Oscilograma obţinută în cazul unei incluziuni de zgură



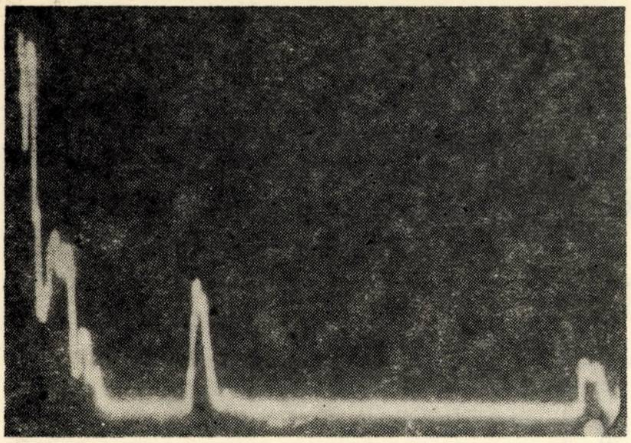


Fig. 47. Oscilograma obținută în cazul unei lipse de pătrundere la rădăcină

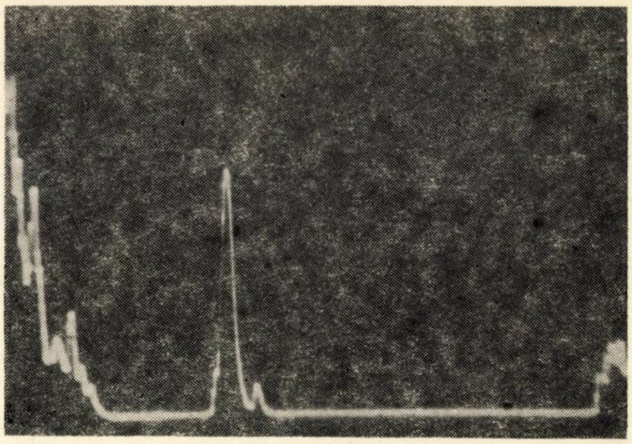


Fig. 48. Oscilograma obținută în cazul unei fisuri

îndoieli la interpretarea defectelor (bineînțeles în cazurile posibile);

j — adaptarea unor metode ultrasonice moderne și a unei aparaturi adecvate care, folosind prezentări noi ale configurației interne a sudurii (metode automatizate cu înregistrări pe bandă sau metode cu prezentarea indicațiilor tip *B*, *C* etc.), vor putea suplini unele din lipsurile metodei ultrasonice în prezentarea *A*.

Bibliografie

[1] Anastasescu, T., Constantinescu, P.: *Studiul defectoscopiei prin ultrasunete la îmbinări sudate cap la cap la oțeluri*. Studiu efectuat în cadrul Laboratorului central, București, 1965.

[2] Constantinescu P.: *Evaluarea parametrilor unui defect dintr-o îmbinare sudată cap la cap, prin metode de defectoscopie ultrasonică*. Revista Noutăți pe șantierele de construcții M.C.I.C.R. nr. 1 și 2, 1967.

[3] Constantinescu P., Anastasescu T., Nemeș A.: *Rezultate obținute în controlul ultrasonic al metalelor și îmbinărilor sudate în cadrul Laboratorului Central al Direcției Generale de construcții — montaj pentru uzine chimice și rafinării*. Revista Noutăți pe șantierele de construcții MICh nr. 7, 1966.

[4] Crawford A. E.: *Tehnique des ultrasons*, Dunod. Paris, 1959.

[5] Făcăoaru I., Negoiță C., Bernath Al.: *Măsurări și control cu ultrasunete*. București, Ed. Tehnică, 1965.

[6] Krautkrämer J. H.: *Controle nondestructif des materiaux par l'ultrason*. Köln, 1961.

[7] Krautkrämer J., Krautkrämer H.: *Werkstoffprüfung mit Ultraschall*. Berlin, Göttingen, Heidelberg, Springer-Verlag, 1961.

[8] Mc.Master C.R.: *Nondestructive testing Handbook*, vol II. New York, The Ronald Press Company, 1963.

[9] Mocanu D.R., Iliescu Gh., Șerban V.: *Controlul sudurilor cu ajutorul ultrasunetelor*. București, IDT, 1965.

[10] * * * *Soudage dans le monde* Nr. 2, 1964.

Accelerarea întăririi betoanelor din elemente prefabricate prin tratare termică în tipare încălzitoare*

Ing. D. State, ing. D. Manare, ing. M. Traubici

6130/67
LEFORDITVA

1. INTRODUCERE

În stadiul actual de dezvoltare a industriei de prefabricate din beton armat și precomprimat, procedeele de accelerare a întăririi betoanelor capătă o importanță sporită.

Dintre cele mai răspîndite procedee de tratare termică, în țările cu o industrie avansată de prefabricate de beton, un loc important îl ocupă tratarea termică în tipare încălzitoare. Procedeul a început să fie aplicat și în industria de prefabricate din țara noastră, fiind introdus în unele linii tehnologice și anume: liniile de stîlpi pentru rețele electrice aeriene (I. P. Craiova, I. P. Roman), liniile de panouri mari (I. P. E. C. — Brașov, I. P. Roman, I. P. Craiova), linia de stîlpi de beton armat pentru spalieri de vie (I. P. Progresul) etc.

Lipsa unor cercetări fundamentale privind procedeul, premergătoare proiectării și aplicării lui în producție, care să stabilească condițiile și domeniul de aplicabilitate, a condus la soluționarea empirică a introducerii acestui procedeu, cu efecte negative asupra calității producției.

În vederea fundamentării științifice a procedeului și stabilirii domeniului de aplicabilitate, în Institutul de cercetări în construcții și economia construcțiilor — INCERC — au fost inițiate studii sistematice începînd din anul 1964. O primă etapă, care s-a încheiat la finele anului 1965, a permis trecerea la întocmirea, în redactarea întîi, a unor instrucțiuni tehnice pentru tratarea termică a betonului [1], care urmează să fie definitivate în anul 1967 pe baza rezultatelor aplicărilor experimentale în fabrici și poligoane de prefabricate, precum și a cercetărilor în curs în INCERC.

2. NOȚIUNI ȘI NOTAȚII

Procedeul de tratare termică în tipare încălzitoare se caracterizează prin aceea că agentul încălzitor — aburul de joasă presiune — nu vine în contact direct cu betonul, transmisia de căldură efectuîndu-se prin intermediul tiparului metalic în care elementul a fost format.

Tiparul încălzitor, avînd pe lîngă rolul de formare a prefabricatului și pe acela de a asigura accelerarea întăririi betonului, devine un utilaj complex a cărui alcătuire depinde de forma și dimensiunile elementului prefabricat.

Din cauza diversității tipurilor de prefabricate, rezolvarea problemei pe care o ridică tratarea termică în tipare încălzitoare variază de la caz la caz, fiind necesară studierea cu atenție a fiecărei situații în parte.

Din punct de vedere al închiderii betonului în tipare, toate cazurile posibile în producție se pot reduce la trei tipuri caracteristce și anume:

---

* La realizarea cercetărilor ce stau la baza prezentului articol o contribuție însemnată au adus ing. M. Stancu și S. Conitz.

— *tipar închis* (TI_c); suprafaţa betonului în contact cu tiparul reprezintă peste 90% din suprafaţa laterală totală a elementului (piesei) (fig. 1);

— *tipar încălzitor* (TI_s); o faţă a betonului nu se află în contact cu tiparul, adica piesa are faţa superioară liberă în timpul tratamentului termic (fig. 2);

— *fund încălzitor* (FI); o singură faţă a piesei se află în contact cu tiparul, adică piesa este complet decofrată lateral în timpul tratamentului termic (fig. 3).

Trebuie accentuat că în oricare din cele trei cazuri tip nu există o închidere etanşă a betonului în tipar, dar nici un contact liber al betonului cu atmosfera înconjurătoare, piesa aflîndu-se în timpul tratării termice într-o cameră închisă, care păstrează însă contactul cu mediul înconjurător.

Pereţii tiparului sînt astfel concepuţi încît să permită circulaţia agentului încălzitor într-un spaţiu denumit saltea încălzitoare (fig. 1—3).

Agentul încălzitor îl constituie aburul, a cărui presiune este limitată la 0,5 atm şi care cedează, prin condensare, căldură pereţilor metalici ai tiparului. Grosimea redusă a saltelelor încălzitoare (de ordinul a cîţiva centimetri) şi temperatura aburului de 102—111°C (în funcţie de presiune) fac ca temperatura saltelei încălzitoare să treacă într-un timp foarte scurt (15′—30′) de 100°C. O ridicare mai lentă şi controlată a temperaturii mediului din salteaua încalzitoare, aşa cum se face la tratarea termică în cuve de aburire, nu este posibilă decît în ipoteza unor instalaţii de automatizare cu program, care însă în prezent sînt prea costisitoare. Această caracteristică a lipsei perioadei mai îndelungate de ridicare a temperaturii agentului încălzitor şi a dificultăţilor de reglare a ei face ca în cazul tiparelor încălzitoare ciclul total de tratare (CT) să se compună din următoarele perioade:

A_a = durata de aşteptare = durata de timp în ore de la prepararea betonului (terminarea amestecării în malaxor) pînă la începutul admisiei aburului în salteaua încălzitoare a tiparului;

A_{rt} = durata de admisie a aburului = durata de timp, în ore, corespunzătoare ridicării temperaturii şi izotermiei agentului încălzitor;

A_c = durata de coborîre a temperaturii = durata de timp, în ore, de la închiderea admisiei aburului în saltelele încălzitoare ale tiparului pînă la decofrarea piesei.

3. MATERIALE UTILIZATE

3. 1. **Cimenturile** *RIM* 200 şi *Pz* 500, utilizate la cercetările efectuate, sînt cele mai frecvent folosite la industria de prefabricate. Caracteristicile lor fizico-mecanice sînt prezentate în tabela 1.

3. 2. **Agregatele** folosite au avut granulozitatea corespunzătoare zonei „bun" a curbelor standard limită (STAS 1667—62).

3. 3. **Betoanele** studiate au fost de două tipuri (*B* 250 şi *B* 400), avînd caracteristicile din tabela 2.

4. PROGRAMUL CERCETĂRILOR

Cercetările s-au efectuat în faza de laborator pe epruvete de 10 × 10 × 10 cm şi în fază semiindustrială pe machete de piese.

În cadrul cercetărilor efectuate a fost analizată influenţa timpilor componenţi ai ciclului total de tratare (A_a = 0,5 — 3,5 ore; A_{rt} = 1 — 6 ore; A_c = 0 — 3 ore) în funcţie de caracteristicile betonului (tabela 2), de alcătuirea tiparelor (FI; TI_s; TI_c) şi de gradul de închidere a tiparelor.

4. 1. **Cercetările de laborator** s-au efectuat în condiţii de tratare termică care să prezinte o situaţie medie a cazurilor întîlnite în practică. Aceasta a fost posibil datorită creării unor casete de laborator. Casetele metalice de concepţie INCERC (fig. 4) permit prin suprapunerea a două casete tratarea termică a 12 cuburi de 10 cm latură sau a trei prisme de 10 × 10 × 55 cm, putîndu-se realiza condiţii asemănătoare oricăruia din cele trei cazuri de tipare: TI_c (fig. 5), TI_s (fig. 6) sau FI (fig. 7).

Proba de beton este încălzită prin intermediul mediului de tratare şi prin placa de bază a tiparului. Din cauza dimensiunilor reduse ale tiparului casetă, temperatura se uniformizează în întreaga saltea încălzitoare, neexistînd diferenţe de încălzire datorită poziţiei probei în casetă.

Probele au fost încercate distructiv la decofrare (R_0^{10}) şi la 28 zile (R_{28}^{10}) cu păstrarea în timpul de întărire în hală.

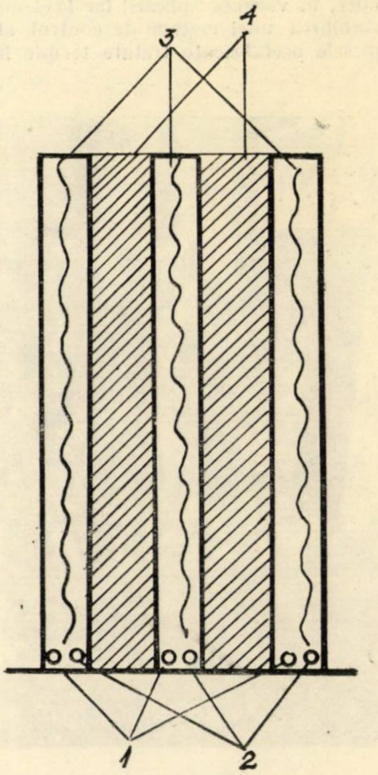


Fig. 1. Schema tratării termice în tipar încălzitor închis de tip casetă verticală pentru panouri mari

1. admisie abur; 2. evacuare condens; 3. cortine încălzitoare; 4. beton

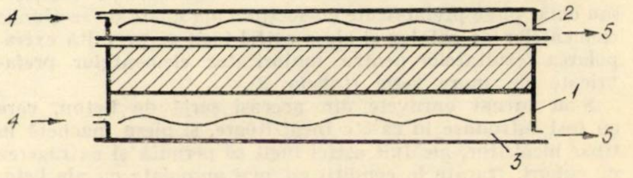
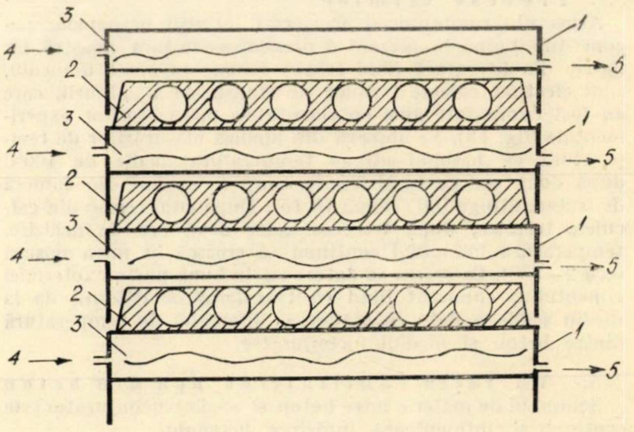


Fig. 2. Schema tratării termice în tipare încălzitoare de tip orizontal basculant pentru elemente de planşeu

1. tipar metalic; 2. pernă încălzitoare; 3 saltea încălzitoare; 4. admisie abur; 5. evacuare condens; 6. beton

Fig. 3. Schema tratării termice pe funduri încălzitoare (stivă de tipare) pentru fîşii cu goluri

1. fund încălzitor; 2. beton; 3. saltea încălzitoare; 4. admisie abur; 5. evacuare condens



S-au turnat în aceeaşi şarjă şi probe care n-au fost tratate termic şi s-au păstrat în condiţii standard, încercîndu-se la 28 zile (R'^{0}_{28} STAS).

4.2. **Cercetările semiindustriale** în tipare încălzitoare au avut drept scop verificarea regimurilor de tratare termică stabilite prin cercetările de laborator în casete încălzitoare, în condiţii cît mai apropiate de cazurile concrete din producţie, verificarea experimentală a rezultatelor calculelor termice, în vederea aplicării lor la elementele curente, precum şi stabilirea unei metode de control al calităţii betonului din piesele prefabricate tratate termic în tipare încălzitoare.

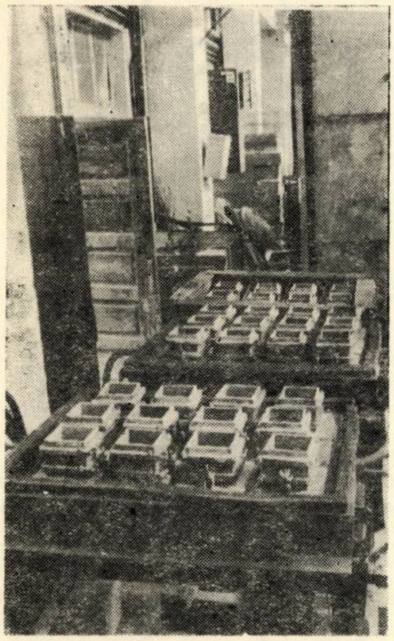


Fig. 4. Casete încălzitoare

Încercările semiindustriale au fost efectuate pe machete sau chiar piese prefabricate cu secţiuni apropiate de secţiunile elementelor de catalog şi alese astfel încît să permită extrapolarea rezultatelor pentru majoritatea elementelor prefabricate de mare serie (tabela 3).

S-au turnat epruvete din aceeaşi şarjă de beton, care au fost introduse în casete încălzitoare, şi piesa machetă în tipar încălzitor, alcătuit astfel încît să permită şi extragerea de cuburi, tratate în condiţii cît mai apropiate cu ale betonului din piesă (fig. 8—12). Cuburile au fost încercate la decofrare şi la 28 de zile. Concomitent s-au efectuat, în cîteva cazuri, încercări nedistructive pe piesa machetă cu ultrasunete şi cu sclerometrul Schmidt, pentru a se verifica chiar rezistenţa betonului elementului.

5. CERCETĂRI DE LABORATOR

5.1. **Procese termice**

Aspectul termotehnic al accelerării întăririi betoanelor neconstituind pînă în prezent o preocupare în ţara noastră, iar datele din literatură fiind foarte sumare în acest domeniu, s-au efectuat calcule termice de transmisie a căldurii, care au fost comparate apoi cu rezultatele măsurătorilor experimentale (fig. 13). Se observă din analiza măsurărilor de temperatură că betonul atinge temperatura medie de 100°C după două ore de încălzire, în timp ce mediul din camera de tratare atinge 100°C după 1h 15′. După cum reiese din calculele termice, după trecerea celor două ore de încălzire, temperatura betonului continuă să crească în mică măsură (cca 2—3°C). Creşterea se datorează în bună parte exotermiei cimentului, cunoscut fiind că transferul de căldură de la mediu scade o dată cu scăderea diferenţei de temperatură dintre beton şi mediul înconjurător.

5.2. **Variaţia cantităţii de apă din beton**

Schimbul de materie între beton şi mediul înconjurător este continuu şi influenţează întărirea betonului.

Tabela 1

Caracteristicile fizico-mecanice ale cimenturilor utilizate

Nr crt.	Caracteristici	um	Ciment Pz 500	Ciment RIM 200
1	*Fineţea de măcinare* rest pe sita nr. 009	%	2,0—5,1	2,6—3,0
2	*Suprafaţa specifică*	cm²/g	3 100—3 800	3 400—3 600
3	*Constanţa de volum*		bună	bună
4	*Priza*			
	— începe după ore-minute		$2^{00}-3^{15}$	$2^{00}-3^{00}$
	— sfîrşeşte după ore-minute		$3^{15}-4^{30}$	$4^{00}-5^{00}$
5	*Apa de consistenţă normală*	%	26—29	26—27
6	*Rezistenţa la tracţiune pe mortar standard*			
	— la 1 zi	kgf/cm²	20—24	20—25
	— la 28 zile	kgf/cm²	34—38	37—38
7	*Rezistenţa la compresiune pe mortar standard*			
	— la 1 zi	kgf/cm²	204—230	240—260
	— la 28 zile	kgf/cm²	480—560	504—522

Ridicarea temperaturii betonului accelerează evaporarea apei de amestec din beton. Astfel, în timp ce în trei ore de aşteptare la temperatura mediului ambiant se pierde o cantitate de 5,5% din apa iniţială, numai în prima oră de tratare termică se pierde 8,2% din apă. Prelungind perioada de tratare termică, pierderea de apă din beton creşte, ajungîndu-se ca după şase ore de tratare să se piardă 50% din apa totală existentă în beton la începutul tratamentului termic (fig. 14). Apa degajată din beton umidifică atmosfera din camera de tratare. Cu toate că, raportînd volumul camerei de tratare la numărul de cuburi, revine pentru un cub un volum de aer de 0,00305 m³ şi că pentru acest volum teoretic ar fi suficiente 2 g apă la 100°C pentru a se avea o atmosferă de abur saturat, practic, în tot timpul tratamentului termic, în camera de tratare există un amestec de abur-aer al cărui grad de umiditate relativă scade o dată cu creşterea temperaturii mediului. Faptul că mediul de tratare rămîne un amestec de abur-aer s-a verificat experimental prin creşterea temperaturii mediului peste 100°C (fig. 13). În condiţiile în care presiunea în mediul de tratare rămîne egală cu cea atmosferică, dacă ar fi existat o atmosferă de abur saturat, temperatura n-ar fi putut depăşi 100°C.

Pierderea unei cantităţi însemnate din apa de amestecare face ca structura betonului să devină spongioasă şi cu canale dirijate.

Fenomenul schimbului de materie între beton şi mediu este însă mai complex. Din momentul cînd unele zone ale probei de beton ating 100°C, apa începe să se vaporizeze

Tabela 2

Caracteristicile betoanelor utilizate

Nr. crt.	Caracteristici	Beton B 250	Beton B 400
1	Destinaţie	Elemente prefabricate din beton armat	Elemente prefabricate din beton precomprimat
2	Ciment	RIM 200 şi Pz 500	RIM 200
3	Dozaj	300 kg/m³	450 kg/m³
4	Raport a/c	0,40—0,60	0,30—0,40

Tabela 3

Caracteristicile machetelor utilizate la încercări semiindustriale în tipare încălzitoare

Nr. crt.	Macheta	Modulul de suprafață al machetei (m^2/m^3)	Grosimea (cm)	Tipul tiparului
1	Elemente de suprafață de tipul panouri mari turnate în tipare orizontale (fig. 8)	13,2	19	TI_s
2	Elemente liniare cu goluri de tipul stîlpilor LEA (fig. 9)	40	5–7	FI
3	Elemente liniare masive de tipul stîlpilor sau panourilor de ferme pentru hale industriale (fig. 10)	14,3	30	TI_c
4	Elemente de suprafață de tipul panourilor mari turnate în casete verticale (fig. 11)	17	14	TI_c
5	Elemente liniare de secțiune mică de tipul stîlpilor pentru spalieri de vie (fig. 12)	57	6–7	TI_s
6	Elemente de suprafață cu goluri de tipul fîșiilor cu goluri pentru planșee	41,7	2–3	FI

în beton și să provoace o înfoiere a acestuia. Concomitent, apa care se degajă prin vaporizare scade temperatura betonului cu cantitatea de căldură corespunzătoare căldurii de vaporizare.

Variația cantității de apă atrage după sine și variația coeficientului de conductivitate (λ) și a căldurii specifice (c) ale betonului în timpul tratamentului, influențînd astfel condițiile în care se efectuează transferul de căldură în beton.

Ținînd seamă de cele arătate, rezultă că. din punctul de vedere al pierderii de apă din beton, este indicat ca durata de tratare termică să fie cît mai scurtă, evitîndu-se atingerea temperaturii de vaporizare a apei în toată masa betonului și deci o pierdere prea mare de apă din beton.

5. 3. Influența ciclului de tratare

5. 3. 1. Influența perioadei de tratare termică

Influența perioadei de tratare termică asupra întăririi betonului a fost analizată în cursul cercetărilor pe un ciclu de tipul $3{,}5 + A_{rt} + 1$, cu o variație a timpului de tratare termică (A_{rt}) de la 1–6 ore.

Rezultatele detaliate ale încercărilor, în rezistențe absolute (R_0^{10} și R_{28}^{10}) și în % față de rezistențele probelor standard (R_0^{10}/R_{28}^{10} STAS și R_{28}^{10}/R_{28}^{10} STAS), prezentate în figurile 15–20, arată că prelungirea timpului de tratare termică conduce la creșterea rezistenței de decofrare ($R_0^{10}\cdot$) în mod sensibil pînă la $A_{rt} = 2-3$ ore, după care creșterea lui R_0^{10} se produce foarte lent, adeseori asimptotic.

Acestă observație este valabilă pentru toate variantele de betoane, cimenturi și tipare studiate.

În legătură cu variația rezistenței la 28 zile a probelor tratate termic se observă că în general maximum de rezistență se obține pentru $A_{rt} = 2$ ore. Prelungirea duratei de tratare termică peste două ore duce la scăderi de rezistență.

Analiza rezultatelor evidențiază o creștere medie de 8,4 % atunci cînd A_{rt} crește de la 1 la 2 ore, apoi o scădere medie de cca 5 %, pentru fiecare oră în plus de tratare termică.

Rezultă din cele arătate mai înainte, referitor la variația valorilor lui R_0^{10} și R_{28}^{10} în funcție de A_{rt}, că durata de tratare termică optimă se situează în toate cazurile între 1–3 ore, prelungirea tratamentului peste trei ore nefiind eficientă din nici un punct de vedere și dăunînd întăririi în timp a betonului.

În cazurile cînd nu se pot obține rezistențele minime pentru R_0^{10} și R_{28}^{10} între 1–3 ore de tratare termică, singura soluție este scăderea raportului a/c prin micșorarea cantității de apă de amestecare sau, cînd nu este posibil din cauza lipsei unor mijloace de compactare eficiente, micșorarea aceluiași raport a/c prin mărirea dozajului de ciment.

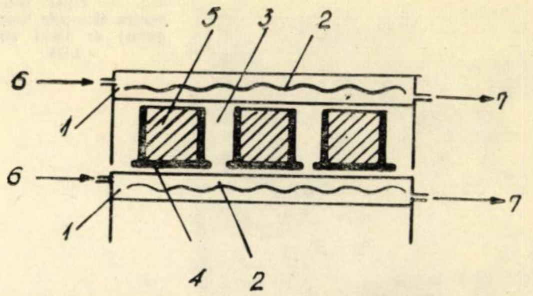


Fig. 5. Schema tratării termice în casete tip INCERC (tipar încălzitor închis TI_C)
1. casetă tip INCERC; 2. saltea încălzitoare; 3. cameră tratare; 4. tipar metalic; 5. beton; 6. admisie abur; 7. evacuare condens

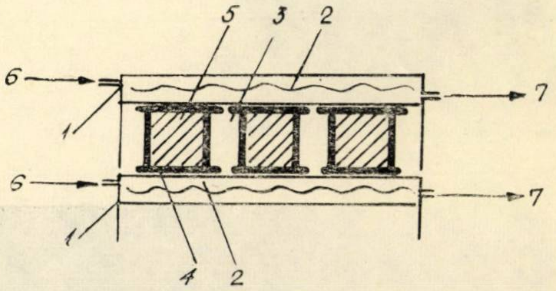


Fig. 6. Schema tratării termice în casete INCERC (tipar încălzitor TI_S)
1. casetă tip INCERC; 2. saltea încălzitoare; 3. cameră tratare; 4. tipar metalic; 5. beton; 6. admisie abur; 7. evacuare condens

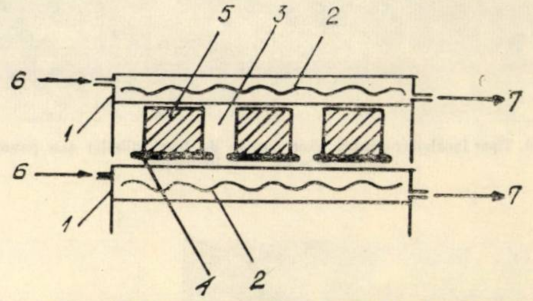
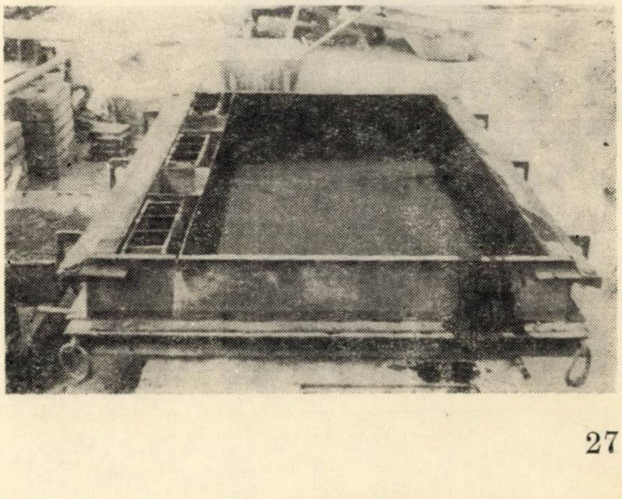


Fig. 7. Schema tratării termice în casete tip INCERC (fund încălzitor TI_S)
1. casetă tip INCERC; 2. saltea încălzitoare; 3. cameră tratare; 4. fund metalic; 5. beton; 6. admisie abur; 7. evacuare condens

Fig. 8. Tipar încălzitor pentru elemente de suprafață de tipul panouri mari



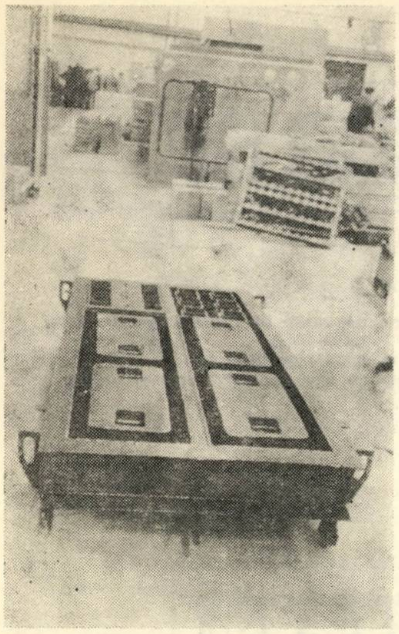


Fig. 9. Tipar încălzitor pentru elemente liniare cu goluri de tipul stîlpilor LEA

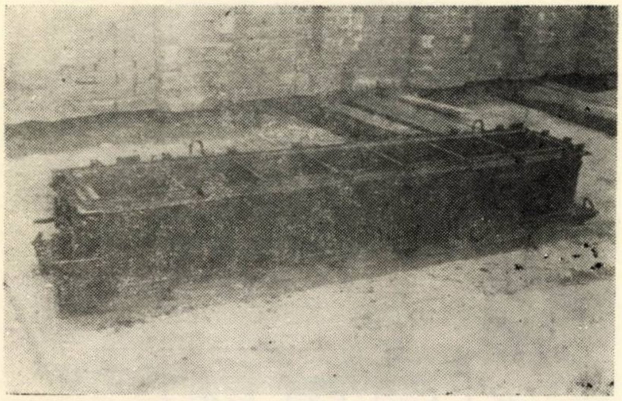


Fig. 10. Tipar încălzitor pentru piese masive de tipul stîlpilor sau panourilor de ferme pentru hale industriale

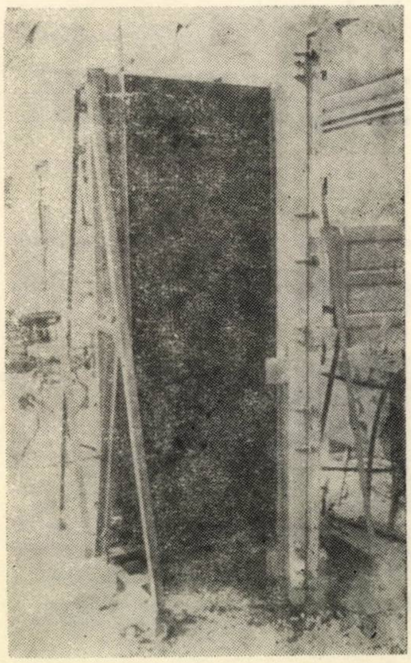


Fig. 11. Tipar încălzitor vertical pentru elemente de suprafață de tipul panourilor mari

5.3.2. Influența perioadei de așteptare

Studiul influenței perioadei de așteptare a fost realizat cu cicluri de tratare de tip $A_a + 2 + 1$, cicluri în cadrul cărora valoarea A_a a variat între 0,5 și 3,5 ore.

În tabela 4 sînt prezentate creșterile raportului R_{28}^{10}/R_{28}^{10} STAS pentru $A_a = 2 + 3{,}5$ ore față de $A_a = 0{,}5$ ore.

Din analiza tabelei 4 se desprind următoarele concluzii:

— perioada de așteptare, care duce la cele mai bune rezistențe de decofrare sau transfer și la cele mai mici scăderi de rezistența, la 28 zile, a betonului tratat termic, față de același beton întărit în condiții standard, este de 3,5 ore, în condițiile cimenturilor utilizate;

— utilizarea unor perioade de așteptare, cuprinse între 0,5 și 3,5 ore, este posibilă cu scăderi de 5—10% ale rezistențelor la decofrare sau transfer și cu scăderi de 7—10% ale rezistențelor la 28 zile, față de aceleași rezistențe obținute cu un timp de așteptare de 3,5 ore;

— în cazul betonului tratat termic în tipare *FI*, influența așteptării este mai importantă decît la tipare TI_s, scăderea procentuală pentru R_{28}^{10}/R_{28}^{10} STAS, în cazul cînd A_a scade de la 3,5 ore la 0,5 ore, fiind în medie de 17%.

5.3.3. Influența perioadei de răcire

Studiul influenței de răcire s-a efectuat analizînd variația procentuală a rapoartelor R_0^{10}/R_{28}^{10} STAS și R_{28}^{10}/R_{28}^{10} STAS pentru răciri variind între 0 și 3 ore, față de $A_c = 0$ ore.

Rezultatele medii prezentate în tabela 5 arată că după o oră de răcire se realizează creșterea maximă de rezistență, atît pentru R_0^{10}, cît și pentru R_{28}^{10} (6%, respectiv 5%). Prelungirea răcirii peste o oră a dat creșteri medii de ordinul a 2% pentru fiecare oră în plus.

Se observă că pentru probele la care s-au folosit tipare TI_s, raportul R_0^{10}/R_{28}^{10} STAS are o creștere mai puternică în prima oră decît la probele tratate în tipare *FI* (media diferenței 9% la TI_s față de 5% la *FI*).

Rezultă că durata optimă a perioadei de răcire este în toate cazurile de o oră.

5.4. Influența alcătuirii tiparului

Tiparul încălzitor, avînd pe lîngă rolul de formare a prefabricatului și pe acela de a asigura accelerarea întăririi betonului prin tratare termică și întrucît transmisia căldurii de la tipar la beton se face în mod diferit, în funcție de forma și dimensiunile prefabricatului, este necesar să fie proiectat, experimentat și verificat din punct de vedere termotehnic, înainte de a fi dat în exploatare.

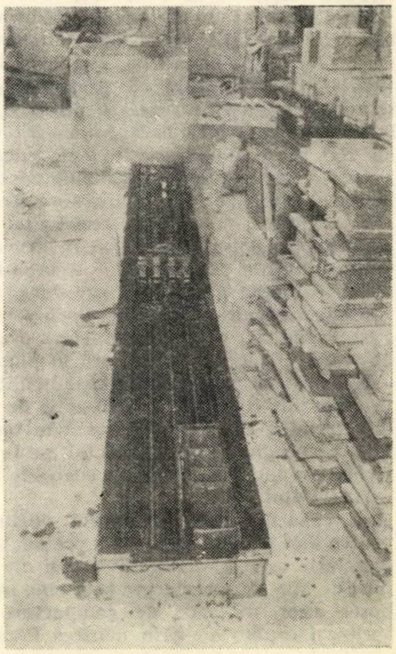


Fig. 12. Tipar încălzitor pentru elemente liniare de secțiune mică de tipul stîlpilor pentru spalieri de vie

Tabela 4

Influența duratei de așteptare A_a asupra rezistenței betonului

1 Tipul tiparului	2 Marca betonului	3 Dozaj (kg/m³)	4 Natura cimentului	5 Creșterea în % a raportului R_0^{10}/R_{28}^{10} STAS pentru A_a = 2 sau 3,5 h, în comparație cu A_a = 0,5 h			Creșterea în % a raportului R_{28}^{10}/R_{28}^{10} STAS pentru A_a=2 sau 3,5 h, în comparație cu A_a = 0,5 h			6 7 Diferența coloanelor			
				A_a (ore) 8			A_a (ore) 8						
				0,5	2	3,5	0,5	2	3,5	6−5	7−6	9−8	10−9
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
TI_s	B 250	300	9 RIM 200	0	5	7	0	5	13	5	2	5	8
	B 250	300	10 Pz 500	0	2	5	0	2	7	2	3	2	5
	B 400	450	RIM 200	0	9	11	0	7	15	9	2	7	8
	B 250	300	RIM 200	0	5	12	0	9	19	5	7	9	10
FI	B 250	300	Pz 500	0	3	9	0	4	14	3	6	4	10
	B 400	450	RIM 200	0	10	16	0	9	19	10	6	9	10

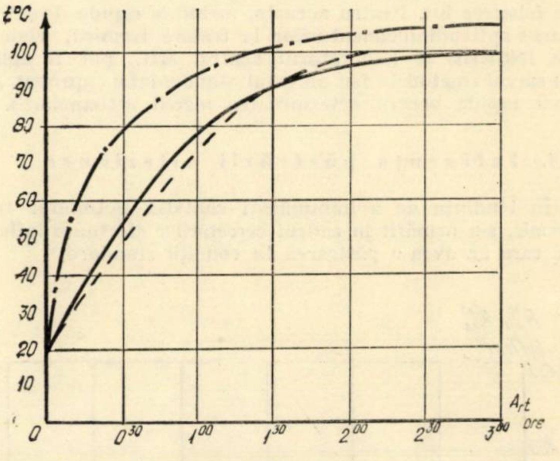


Fig. 13. Evoluția temperaturilor în beton și în mediul de tratare la casetele tip INCERC

---------- temperaturi medii, calculate în beton ———— temperaturi medii, măsurate în beton — — — temperaturi medii, măsurate în mediul de tratare

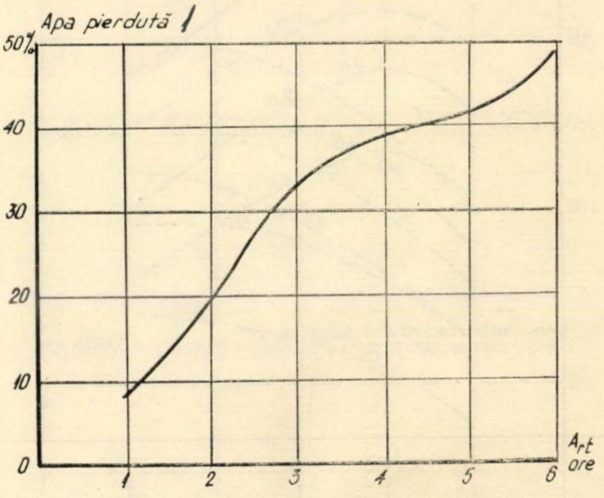


Fig. 14. Cantitatea de apă pierdută din beton în timpul tratamentului termic

Gradul de închidere a betonului în tipar, depinzînd de forma prefabricatului și de alcătuirea tiparului încălzitor, influențează rezistența betonului, atît la sfîrșitul ciclului termic, cît și la 28 zile. Rezistența la sfîrșitul ciclului termic este în medie cu 7,5 % mai mică pentru betoane tratate în tipare de tip *FI* decît pentru betoane tratate în tipare de tip TI_s, iar rezistența la 28 zile este în medie cu 15 % mai mică. Aceste scăderi sînt cu atît mai mici cu cît raportul *a/c* este mai mic.

Rezistența la sfîrșitul ciclului termic este în medie cu 1,5 % mai mare, pentru betoane tratate în tipare de tip TI_c, decît pentru betoane tratate în tipare de tip TI_s, iar rezistența la 28 zile este în medie cu 5 % mai mare.

Rezemarea unei casete pe cealaltă nu se realizează perfect pe perimetrul lor, din cauza imperfecțiunilor constructive. Această rezemare cu închidere insuficientă face ca din camera de tratare să scape în exterior vapori de apă rezultați din evaporarea apei din beton. La cercetările de laborator efectuate s-au folosit garnituri din pîslă care au închis bine camera de tratare față de exterior, în camera de tratare păstrîndu-se însă o presiune egală cu cea atmosferică. Întrucît aplicarea de garnituri între tipare, în condițiile industriale, este dificilă și duce la cheltuieli sporite, s-a urmărit în cercetările efectuate influența neînchiderii camerei cu garnituri. În acest scop s-au efectuat în paralel tratamente termice în două stive de tipare, una avînd pe perimetrul de rezemare garnituri, iar cealaltă cu contact direct.

Ciclul de tratare nu a depășit pentru A_{rt} valoarea de trei ore.

Rezultatele arată că închiderea camerelor de tratare a probelor are un efect favorabil.

Astfel, diferența raporturilor R_0^{10}/R_{28}^{10} STAS indică un spor mediu de 2,5 % pentru probele tratate în casete încălzitoare cu garnituri, această diferență fiind mai pronunțată la raportul R_{28}^{10}/R_{28}^{10} STAS și anume cca 6 %.

5.5. Influența raportului *a/c*

Influența raportului *a/c* s-a studiat în funcție de natura tiparului (TI_s și *FI*), marca betonului (*B* 250 și *B* 400) și natura cimentului (*RIM* 200 și *Pz* 400) (fig. 15 — 20).

Concluziile sînt următoarele :

— creșterea raportului *a/c*, păstrînd dozajul de ciment constant, influențează în mod defavorabil rezistențele betonului, atît la decofrare, cît și la 28 de zile ;

— creșterea raportului *a/c* influențează mai defavorabil betoanele tratate pe funduri încălzitoare decît pe cele tratate în tipare încălzitoare.

Se observă din cele arătate mai sus că procedeul de tratare termică în tipare încălzitoare cere utilizarea de betoane cît mai vîrtoase.

5.6. Influența naturii cimentului

Influența naturii cimentului s-a urmărit pe ciment *RIM* 200 și *Pz* 500.

După cum reiese din analiza datelor experimentale, cimentul *RIM* 200 se comportă mai bine la tratarea termică decît *Pz* 500. Diferența între cele două cimenturi este mai accentuată la decofrare decît la 28 zile (la R_0^{10} sporul mediu de rezistență la probele confecționate cu *RIM* 200 față de cele cu *Pz* 500 este de 24 %, în timp ce același spor este de 16 % pentr R_2^{10}).

Se observă din cele arătate mai sus importanța cimentului utilizat în betoanele tratate termic în tipare încălzitoare

Tabela 5

Influența duratei de coborîre a temperaturii A_c asupra rezistenței betonului

1 Tipul tiparului	2 Marca betonului	3 Dozaj (kg/m³)	4 Natura cimentului	5 Creșterea în % a raportului R^{10}_0/R^{10}_{28} (STAS) pentru $Ac = 1,2$ sau 3 h, în comparație cu $Ac = 0$ h Ac (ore) 8				Creșterea în % a raportului R^{10}_{28}/R^{10}_{28} (STAS) pentru $Ac = 1,2$ sau 3 h în comparație cu $Ac = 0$ h Ac (ore) 8				6 7 Diferența coloanelor					
				0,5	1	2	3	0	1	2	3	6−5	7−6	8−7	10−9	11−10	12−11
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
TI_s	B 250	300	RIM 200	0	8	9	11	0	6	10	15	8	1	2	6	4	5
	B 250	300	Pz 500	0	7	9	11	0	5	7	10	7	2	2	5	2	5
	B 400	450	RIM 200	0	11	15	—	0	6	9	—	11	4	—	6	3	—
	B 250	300	RIM 200	0	6	8	10	0	7	10	12	6	2	2	7	3	2
FI	B 250	300	Pz 500	0	5	7	10	0	4	5	6	5	2	3	4	1	1
	B 400	450	RIM 200	0	4	6	—	0	4	6	—	4	2	—	4	2	—

și deci necesitatea unui control riguros al cimenturilor înainte de folosirea lor. Pentru aceasta, metodele rapide de determinare a aptitudinii cimenturilor la tratare termică, elaborate de INCERC și Laboratorul central MIC, pot fi aplicate cu succes (metodele fac obiectul standardului aprobat „Metode rapide pentru determinarea mărcii betoanelor").

5.7. Influența păstrării ulterioare

În tendința de a îmbunătăți calitatea betonului tratat termic, s-a urmărit în cadrul cercetărilor efectuate influența pe care ar avea-o păstrarea în condiții standard.

În acest scop s-au efectuat experimentări cu cicluri de tratare termică diferite ($A_{rt} = 1-3$ ore) cu beton de marcă B 250 și $a/c = 0,47$ (tipare TI_s).

Rezultatele arată o creștere medie a rezistențelor, la 28 de zile, de 3% pentru probele păstrate în apă șapte zile și apoi în aer, față de probele păstrate numai în aer. Influența înregistrată este, din punct de vedere al rezistențelor, neînsemnată.

În cazul cînd A_{rt} a fost prelungit la 5—6 ore, provocîndu-se pierderea unei cantități însemnate din apa de amestecare, păstrarea ulterioară a probelor în condiții standard a dus la creșteri de rezistență de ordinul a 20—35% față de probele păstrate în aer.

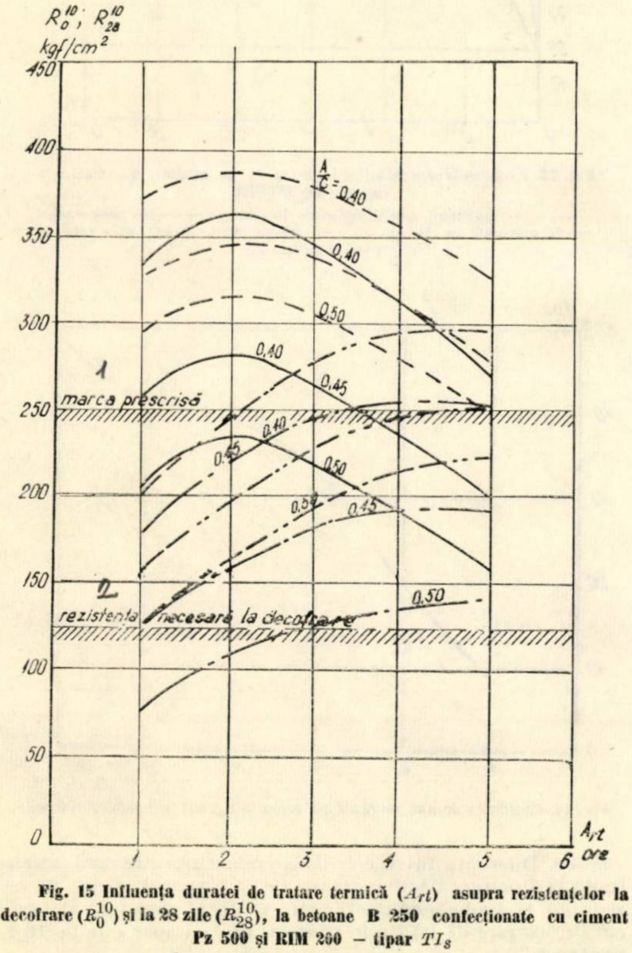


Fig. 15 Influența duratei de tratare termică (A_{rt}) asupra rezistențelor la decofrare (R_0^{10}) și la 28 zile (R_{28}^{10}), la betoane B 250 confecționate cu ciment Pz 500 și RIM 200 — tipar TI_s

$CT = 3,5 + A_{rt} + 1$

3

R_0^{10} { — —·· — — tipar TI_s ; ——·—— tipar FI

3

R_{28}^{10} { — — — — tipar TI_s ; ———— tipar FI

3

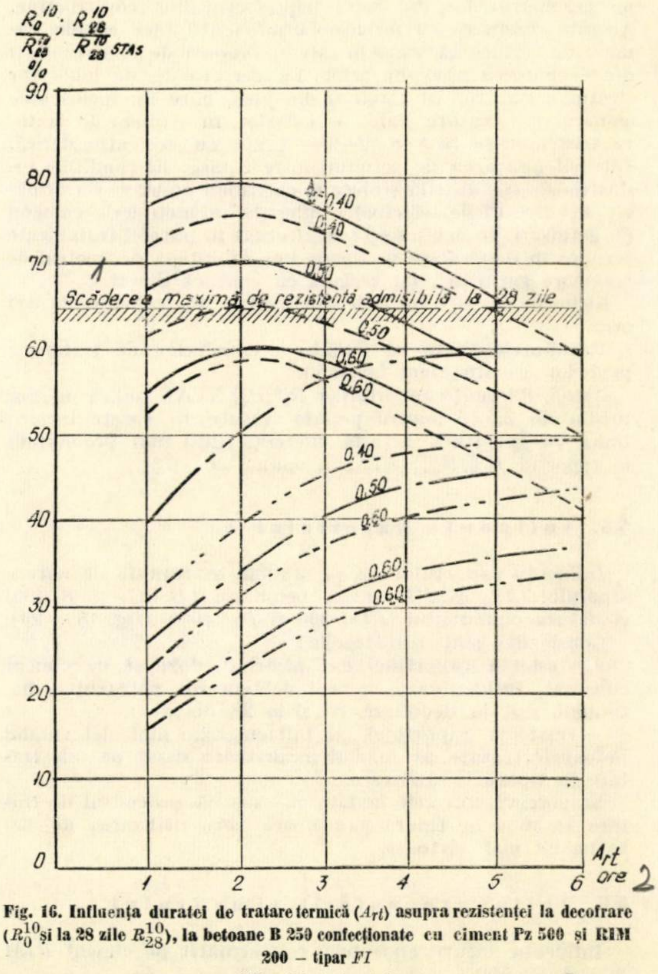


Fig. 16. Influența duratei de tratare termică (A_{rt}) asupra rezistenței la decofrare (R_0^{10} și la 28 zile R_{28}^{10}), la betoane B 250 confecționate cu ciment Pz 500 și RIM 200 — tipar FI

$CT = 3,5 + A_{rt} + 1$

3

R_0^{10}/R_{28}^{10} { — —·· — — tipar TI_s ; ——·—— tipar FI

3

3

R_{28}^{10}/R_{28}^{10}STAS { — — — — tipar TI_s ; ———— tipar FI

3

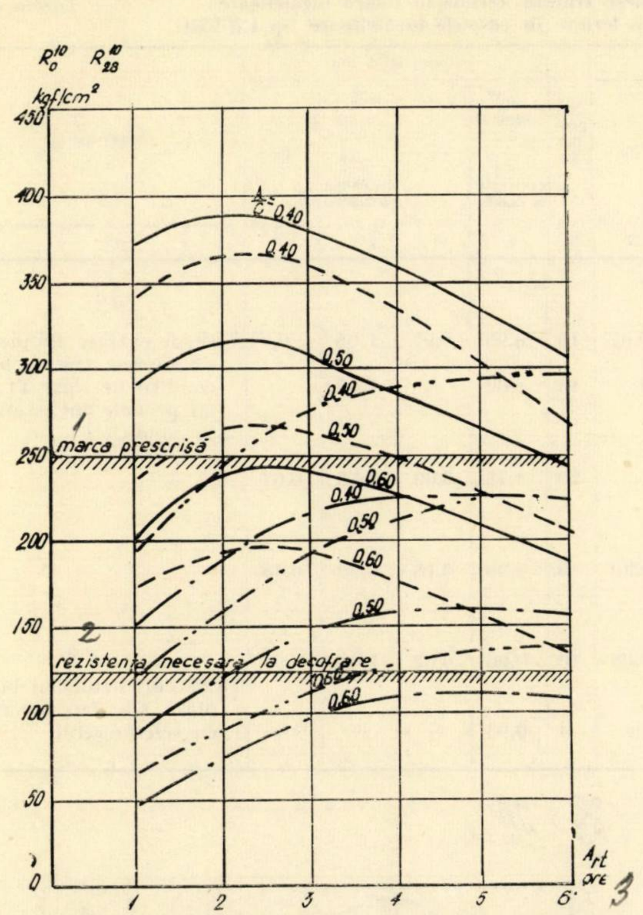


Fig. 17. Influența duratei de tratare termică (A_{rt}) asupra rezistenței la decofrare (R_0^{10}) și la 28 de zile (R_{28}^{10}), la betoane B 250 confecționate cu ciment RIM 200 și tratate termic în tipare (TI_s) și pe funduri încălzitoare (FI)

4 $CT = 3,5 + A_{rt} + 1$ 4

R_0^{10} { – – · – – tipar TI_s; —— · —— tipar FI }

R_{28}^{10} { – – – – tipar TI_s; ——— tipar FI }

4 4

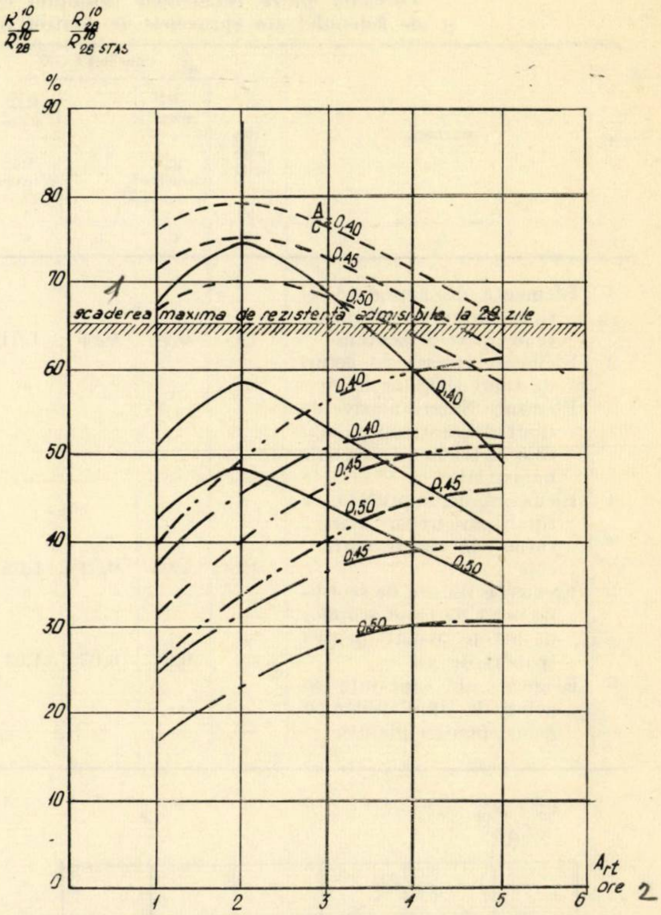


Fig. 18. Influența duratei de tratare termică (A_{rt}) asupra rezistenței la decofrare (R_0^{10}) și la 28 zile (R_{28}^{10}), la betoane B 250 confecționate cu ciment RIM 200 și tratate termic în tipare (TI_s) și pe funduri încălzitoare (FI)

3 $CT = 3,5 + A_{rt} + 1$ 3

R_0^{10}/R_{28}^{10} { – – · – – tipar TI_s; —— · —— tipar FI }

R_{28}^{10}/R_{28}^{10} STAS { – – – – tipar TI_s; ——— tipar FI }

3 3

Se observă că atunci cînd tratamentul termic este judicios condus, nu este necesară păstrarea ulterioară a betonului în condiții speciale, el continuîndu-și întărirea în aer aproape la fel ca în cazul păstrării pieselor într-un mediu saturat.

Pentru comparație, s-a analizat și influența păstrării ulterioare a probelor netratate termic. Probele păstrate în aer (R_{28}^{10} ELEM) au dat rezistențe mai mici, în medie cu 22,5%, față de probele păstrate în condiții standard (R_{28}^{10} STAS).

5.8. Alte proprietăți fizico-mecanice ale betonului tratat termic în tipare încălzitoare

Cercetările au urmărit, în afară de evoluția rezistențelor la compresiune (R_0^{10} și R_{28}^{10}), și modul în care tratamentul termic al betonului influențează alte proprietăți fizico-mecanice și anume :

— modulul de elasticitate;
— solicitarea la șoc;
— rezistența la întindere.

S-a utilizat un ciclu de tratare de 3,5 + 2 + 1h ; beton *B* 250, ciment *RIM* 200 și raport $a/c = 0,47$.

Rezultatele au fost următoarele :

— rezistența la șoc a betoanelor tratate termic în tipare încălzitoare scade cu cca 12% față de aceeași rezistență a betoanelor întărite normal;

— rezistența la întindere din încovoiere a betoanelor tratate termic în tipare încălzitoare scade cu cca 24% față de aceeași rezistență a betoanelor întărite normal;

— modulul de elasticitate al betoanelor tratate termic în tipare încălzitoare scade cu cca 17% față de cel al betoanelor întărite în condiții standard.

6. CERCETĂRI SEMIINDUSTRIALE

Cercetările semiindustriale efectuate pe un număr de 118 machete de piese (tabela 6) au arătat că, ținînd seamă de specificul fiecărui caz în parte (dimensiuni piesă, alcătuire tipar, transmisie de căldură), rezultatele obținute pe epruvete sînt valabile și pentru tratarea termică a elementelor, cu anumite corecții.

Se observă din analiza tabelei 6 coeficienții de variație mici realizați datorită unui control riguros al experimentărilor (excepție fac elementele de suprafață în casete verticale).

Ca o consecință directă, apare posibilitatea reglementării în mod unitar a controlului calitativ al betonului din elementele tratate termic în tipare încălzitoare cu ajutorul casetelor tip INCERC.

În prezent, controlul rezistenței betonului tratat termic se face în fabricile de prefabricate, fie prin introducerea de tipare pentru cuburi cu latură de 10 cm în eventualele goluri ale piesei prefabricate (stîlpi *LEA*, panouri mari cu goluri de ferestre sau uși etc.), fie prin așezarea de tipare de cub cu latură de 10 cm pe fața betonului tratat (casetă verticală pentru panouri mari), fie în alt fel.

Rezultatele care se obțin astfel pe cuburile de control nu reprezintă, în majoritatea cazurilor, rezistența reală a betonului tratat în piesă, ceea ce duce la rebuturi sau chiar la accidente.

Corelația dintre rezistențele betonului din piese tratate termic în tipare încălzitoare și ale betonului din epruvetele de control tratate termic în casetele încălzitoare tip INCERC

Tabela 6

Nr. crt. 1	Macheta 2	3 Ciment Pz 500					Ciment RIM 200 4					Observații 10
		5 Nr. probelor	R_0^{10} piesă 6 / R_0^{10} epruvete în casetă 8	Cv	R_{28}^{10} piesă 7 / R_{28}^{10} epruvete în casetă 9	Cv	Nr. probelor 8	R_0^{10} piesă 6 / R_0^{10} epruvete în casetă	Cv	R_{28}^{10} piesă 7 / R_{28}^{10} epruvete în casetă 9	Cv	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	11 Elemente de suprafață de tipul panouri mari turnate în tipare orizontale	19	0,96	0,06	1,04	0,07	15	0,95	0,07	1,05	0,04	17 Probele extrase din piesă au fost tratate în condiții de tipar TI_s, iar probele din casetă în condiții FI
2	12 Elemente liniare cu goluri de tipul stîlpilor LEA	—	—	—	—	—	14	1,62	—	1,56	—	
3	13 Elemente liniare masive de tipul stîlpilor sau panourilor de ferme pentru hale industriale	—	—	—	—	—	10	0,78	0,09	0,88	0,04	
4	14 Elemente de suprafață de tipul panourilor mari, turnate în casete verticale	12	1,05	0,31	1,09	0,20	6	0,90	0,18	0,99	0,16	
5	15 Elemente liniare de secțiune mică de tipul stîlpilor de beton armat pentru spalieri de vie	12	0,94	0,07	1,01	0,08	10	0,96	0,07	1,04	0,09	
6	16 Elemente de suprafață cu goluri de tipul fișiilor cu goluri pentru planșee	—	—	—	—	—	4	0,93	—	—	—	18 Rezistența betonului din piesă s-a determinat cu sclerometrul

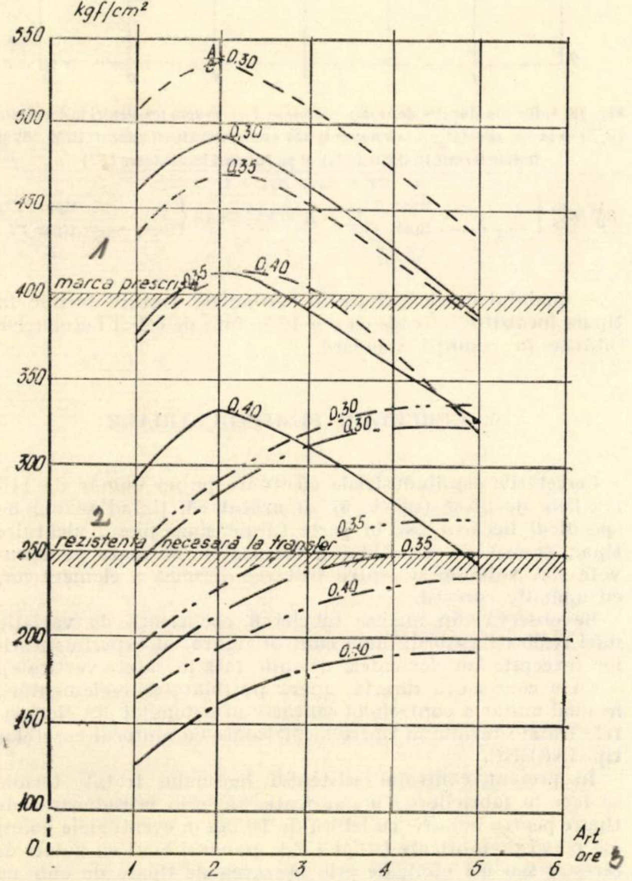


Fig. 19. Influența duratei de tratare termică (A_{rt}) asupra rezistenței la decofrare (R_0^{10}) și la 28 zile (R_{28}^{10}), la betoane B 400 confecționate cu ciment RIM 200 și tratate termic în tipare (TI_s) și pe funduri încălzitoare (FI)

$CT = 3{,}5 + A_{rt} + 1$

h h

R_0^{10} { – – · · · – – tipar TI_s / —— · —— tipar FI h

R_{28}^{10} { – – – – tipar TI_s / · ———— tipar FI h

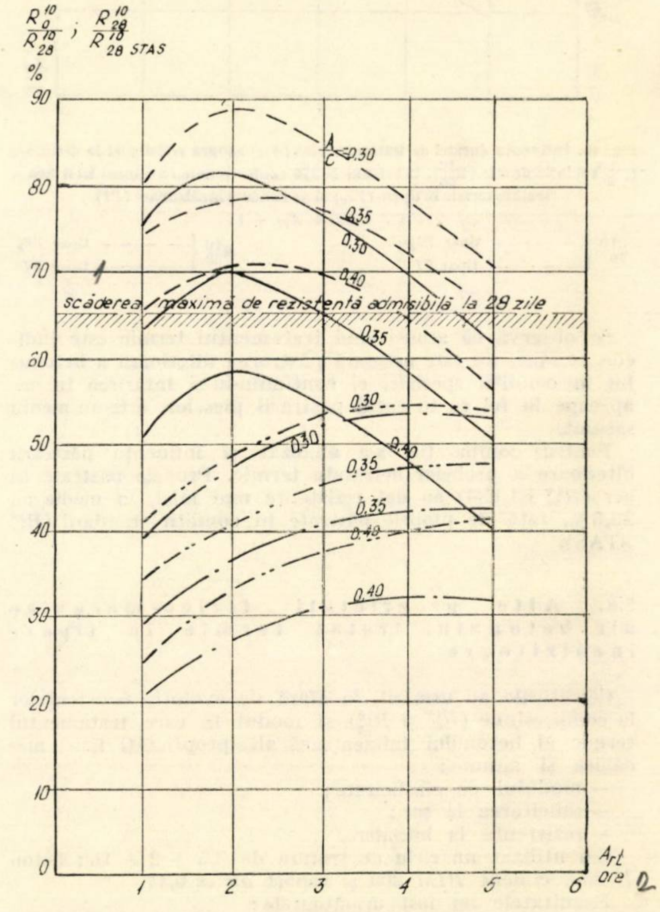


Fig. 20. Influența duratei de tratare termică (A_{rt}) asupra rezistenței la decofrare (R_0^{10}) și la 28 zile (R_{28}^{10}), la betoane B 400 confecționate cu ciment RIM 200 și tratate termic în tipare (TI_s) și pe funduri încălzitoare (FI)

$CT = 3{,}5 + A_{rt} + 1$

3 3

R_0^{10}/R_{28}^{10} { – – · · · – – tipar TI_s / —— · —— tipar FI 3

R_{28}^{10} R_{28}^{10} STAS { – – – – tipar TI_s / – · ———— tipar FI 3

7. CONCLUZII

Cercetările referitoare la accelerarea întăririi betoanelor prin tratare termică în tipare încălzitoare au stabilit valabilitatea şi condiţiile de aplicabilitate în industrie ale procedeului.

Pe baza rezultatelor obţinute se pot trage următoarele concluzii :

a) La stabilirea condiţiilor de aplicare a ciclului termic de tratare a betoanelor în tipare încălzitoare este necesar să se ţină seamă de ansamblul de factori care influenţează efectele unei asemenea tratări termice şi anume : natura cimentului, raportul *a/c*, durata de aşteptare, de tratare termică şi de răcire, modul de alcătuire a tiparului, păstrarea ulterioară a betonului.

b) Tratarea termică a betoanelor în tipare încălzitoare cere :

— utilizarea unor cimenturi cu întărire rapidă (*RIM*) ;

— raporturi *a/c* cît mai scăzute ;

— închiderea cît mai completă a betonului în tipar ;

— stabilirea prealabilă, pe bază de încercări preliminare [1], a ciclului termic şi respectarea lui cu stricteţe în procesul tehnologic.

c) Aplicarea în producţie a procesului de tratare termică a betonului în tipare încălzitoare este recomandabilă pentru faptul că permite reducerea ciclului total de tratare termică la 3—8 ore, în funcţie de elementul prefabricat, asigură o calitate uniformă a betonului, reduce consumul de abur tehnologic, reduce suprafaţa tehnologică afectată accelerării întăririi betonului şi permite trecerea la automatizarea acestei faze a procesului tehnologic.

Bibliografie

[1] State D., Roşca V., Manari D.: *Instrucţiuni tehnice pentru tratarea termică a betoanelor folosite la confecţionarea elementelor prefabricate*. Redactarea I INCERC 1965

[2] State D., Manari D., Traubici M., Stancu M.: *Cercetări de laborator privind tratarea termică în tipare încălzitoare*. INCERC 1965

[3] Lupan M., State D., Manari D.: *Accelerarea întăririi betoanelor din elemente prefabricate prin tratare termică în tipare încălzitoare*. Simpozion Institutul politehnic Timişoara, 1966

Betoane cu lucrabilitate sporită prin adaos de plastifianţi (lignosulfonat de calciu)

Ing. M. Kahan

Laboratorul central al Direcţiei generale de construcţii-montaj pentru uzine chimice şi rafinării

LEFORDITVA
6784/67

În anii 1964—1965, la Laboratorul central al DGCMUCR s-a efectuat un studiu cu privire la folosirea plastifianţilor în betoane, şi anume a lignosulfonatului de calciu. În prezentul articol se comunică rezultatele obţinute în urma acestui studiu.

1. GENERALITĂŢI

Dintre toate caracteristicile betoanelor, poate cea mai importantă este raportul *a/c*. Acest raport este hotărîtor pentru rezistenţa lor. Menţinînd dozajul de ciment constant şi adăugind apă, rezistenţa betonului va scădea.

De fapt, pentru hidratarea cimentului din beton ar fi fost suficientă o cantitate de apă egală cu 25% din greutatea sa. Pentru a confecţiona însă un beton cu o lucrabilitate convenabilă este necesară o cantitate de apă mai mare. Acest lucru micşorează însă rezistenţa betonului.

Pentru a putea reduce apa din beton fără ca acesta să-şi piardă lucrabilitatea, obţinîndu-se totodată un spor de rezistenţă, se folosesc plastifianţi.

Plastifianţii sînt substanţe organice care, adăugate la betonul proaspăt, îl face mai mobil, mai plastic.

După natura lor, plastifianţii se împart în următoarele categorii :

a — plastifianţi dispersanţi ;

b — antrenori de aer ;

c — o combinaţie între plastifianţii de la pct. *a* şi *b*.

În prezentul articol nu se va intra în amănunt, arătîndu-se baza teoretică şi practică cu privire la modul cum se produce plastifierea betonului. Articolul se limitează la expunerea rezultatelor obţinute prin folosirea plastifianţilor, în cazul în speţă a lignosulfonatului de calciu, care este un plastifiant dispersant.

Lignosulfonatul de calciu se obţine din leşii (borhoturi) sulfitice, un deşeu rezultat din fabricarea celulozei sau a zahărului.

Avînd în vedere atît faptul că aceste leşii se găsesc în cantităţi mari în ţară în urma fabricării celulozei, fiind şi ieftine, precum şi rezultatele bune care s-au obţinut în alte părţi prin folosirea plastifianţilor, Laboratorul central a primit sarcina de a efectua prezentul studiu.

În cele ce urmează se vor arăta rezultatele obţinute atît în laborator, cît şi pe şantiere.

2. PROGRAMUL ÎNCERCĂRILOR EXPERIMENTALE

Încercările experimentale ale betoanelor cu lignosulfonat s-au efectuat la Laboratorul central şi la laboratoarele de şantier de la Turnu Măgurele şi Brăila.

După terminarea încercărilor de laborator, s-a trecut la folosirea experimentală a betoanelor cu lignosulfonat la unele obiecte de la aceste şantiere.

Programul cercetărilor de laborator a avut în vedere următoarele :

a. Verificarea influenţei lignosulfonatului de calciu asupra cimenturilor ; determinarea prizei şi a constanţei de volum.

b. Influenţa lignosulfonatului de calciu asupra consistenţei (lucrabilităţii) şi rezistenţei betoanelor cu un anumit raport *a/c* şi un anumit dozaj de ciment.

c. Influenţa lignosulfonatului asupra rezistenţei betoanelor cu un raport de *a/c* mai redus decît la un beton etalon, avînd însă aceeaşi consistenţă.

d. Determinarea rezistenţei la întindere la betoanele cu plastifianţi, comparînd-o cu cea a unui beton etalon.

e. Contracţia betoanelor cu lignosulfonat, în comparaţie cu betoanele fără acest adaos.

f. Idem a impermeabilităţii.

g. Determinarea aderenţei betoanelor cu lignosulfonat la armătură, faţă de cea a betoanelor etalon fără plastifianţi.

3. MATERIALE FOLOSITE PENTRU ÎNCERCĂRI

Pentru încercările efectuate în laboratoare s-au folosit următoarele materiale :

Ciment

Au fost folosite cimenturi *Pz* 400 şi *M* 400, provenite de la fabricile de ciment Fieni şi Brăila, şi ciment *RIM* de la Bicaz.

În urma verificării a rezultat că aceste cimenturi au avut caracteristici corespunzătoare cu standardele respective.

Agregate

Au fost folosite agregate provenite din Dunăre şi de la cariera Condrea (Siret).

Pentru confecţionarea betoanelor au fost folosite agregate fie în 3 sorturi (0/7, 7/15, 15/30 mm), fie în 4 sorturi (0/3, 3/7, 7/15 şi 15/30 mm).

Curbele granulometrice ale acestor amestecuri s-au înscris în general în domeniul bun. Celelalte caracteristici (levigabilitate, forma granulelor etc.) au fost corespunzătoare.

Tabela 1

Compoziţia lignosulfonatului de calciu fabricat la Zărneşti

Nr. crt	Denumirea caracteristicilor	Produsul realizat
1	Substanţă activă %	71
2	CaO %	8,76
3	pH minim	6,70
4	Substanţă insolubilă %	1,21
5	Substanţă reductoare %	2,30

Lignosulfonatul de calciu

Primul lot experimental de lignosulfonat de calciu s-a confecţionat la fabrica de celuloză şi hîrtie de la Zărneşti. Această fabrică a livrat un produs cu compoziţia din tabela 1. Produsul a avut un procent mărit de CaO, un procent neglijabil de substanţe insolubile şi un procent mic de substanţe reducătoare (zaharuri).

Prezenţa unui procent mai mare de CaO, aşa cum au arătat experimentările, nu a avut un efect dăunător asupra betoanelor, iar procentul redus de zaharuri este favorabil, întrucît zaharurile întîrzie priza şi reduc rezistenţele betonului.

Materialul s-a livrat în formă de pastă de culoare brun închisă. Menţionăm că lignosulfonatul de calciu se fabrică şi în formă de praf. La data comenzii s-a fabricat numai pastă.

4. REZULTATELE OBŢINUTE ÎN LABORATOARE PRIVIND ÎNCERCAREA BETOANELOR CU ADAOS DE LIGNOSULFONAT

a. Influenţa lignosulfonatului asupra cimenturilor

Prin aceste încercări s-a urmărit să se determine influenţa lignosulfonatului asupra prizei şi constanţei de volum a cimenturilor. În acest scop au fost preparate paste de ciment de consistenţă normală, la care lignosulfonatul s-a adăugat în proporţie de 0,15, 0,20 şi 0,25 % substanţă activă, faţă de greutatea cimentului.

Plastifiantul s-a adăugat în formă de soluţie cu concentraţie de 5 %.

În ceea ce priveşte constanţa de volum, toate cimenturile cu adaos de lignosulfonat s-au comportat corespunzător prevederilor standardelor respective.

Din rezultatele obţinute, se poate constata o accelerare a începutului prizei la mai multe probe de ciment cu aditivi, priza începînd înainte de o oră. De menţionat că aceleaşi cimenturi fără aditivi s-au comportat normal. Rezultă în consecinţă că adăugarea lignosulfonatului a provocat o accelerare a prizei.

b. Influenţa lignosulfonatului asupra betoanelor

Pentru determinarea influenţei lignosulfonatului asupra betoanelor s-au confecţionat betoane cu diverse dozaje de ciment şi cu diferiţi factori *a/c*.

Au fost efectuate următoarele încercări :

Încercarea pentru determinarea influenţei lingosulfonatului asupra consistenţei (lucrabilităţii) şi rezistenţei betoanelor cu un anumit dozaj de ciment şi raport *a/c*.

În scopul acestei determinări s-au confecţionat betoane cu un dozaj de ciment de 200, 250 şi 300 kg/m³. Pentru fiecare amestec s-au confecţionat betoane etalon (fără aditivi) şi betoane avînd acelaşi dozaj de ciment şi raport *a/c* (cu aditivi).

Au fost confecţionate epruvete, cuburi cu latura de 20 cm. În tabela 2 sînt înregistrate unele rezultate obţinute din încercările la compresiune efectuate la 28 de zile.

Din încercările efectuate se pot trage următoarele concluzii :

— Prin încercarea de tasare, respectiv răspîndire, la betoanele cu aditivi s-au obţinut valori mai mari decît la betoanele etalon.

De aici rezultă că betoanele cu aditivi sînt mai plastice.

— Greutatea volumetrică a betoanelor cu lignosulfonat este mai mare decît aceea a betoanelor etalon.

Rezultă că în urma plasticităţii mai mari, la acelaşi timp de vibrare ca la betoanele martor, cele cu aditivi se compactează mai bine.

— O consecinţă a celor rezultate în aliniatul precedent este că betoanele cu aditivi au o rezistenţă mai mare decît betoanele etalon (cu circa 5—8 %).

Influenţa lignosulfonatului asupra rezistenţei betoanelor cu un raport *a/c* mai redus decît la betoanele etalon, avînd însă aceeaşi consistenţă

Pentru aceste încercări s-au confecţionat betoane etalon şi cu lignosulfonat, avînd dozajul de 250, 275 şi 300 kg ciment /m³ beton.

La acelaşi dozaj de ciment, la betoanele cu aditivi, apa s-a adăugat astfel, încît să aibă aceeaşi consistenţă ca betonul etalon. Consistenţa a fost stabilită cu ajutorul încercării de tasare, respectiv — răspîndire. La aceeaşi consistenţă ca la betonul etalon a rezultat o cantitate de apă mai mică cu circa 10 % la betonul cu aditivi.

Lignosulfonatul a fost adăugat în proporţie de 0,15 ; 0,20 ; 0,25 ; 0,30 ; 0,35 % substanţă activă faţă de greutatea cimentului. Pentru a introduce aditivul în beton s-a preparat o soluţie cu concentraţia de 20 %.

Unele rezultate din încercări sînt înregistrate în tabela 3.

Rezultă că în urma scăderii cantităţii de apă la betoanele cu aditivi, rezistenţele au fost mai mari decît la betoanele etalon.

S-a putut constata că cele mai bune rezultate s-au obţinut cu un adaos de lignosulfonat în cantitate de 0,2 %. Adăugînd cantităţi mai mari, rezistenţele scad.

La cantitatea de aditivi de 0,2 %, cu o scădere a cantităţii de apă faţă de betonul martor de circa 10 %, sporul de rezistenţă a fost în medie de 20 %.

Din comparaţia rezultatelor celor două încercări (celor la care raportul *a/c* s-a menţinut constant şi celor la care acest raport s-a redus) se poate constata :

În primul caz, prin adăugare de plastifiant s-a obţinut o lucrabilitate mai bună şi totodată rezistenţe mai mari, datorită compactibilităţii mai bune.

În cazul al doilea au rezultat rezistenţe mai mari la betoanele cu aditivi, procentual mai mari decît în primul caz, datorită scăderii raportului *a/c*.

Tabela 2

Influenţa lignosulfonatului asupra consistenţei şi rezistenţei betonului

1 Nr. crt.	2 Ciment		5 a/c	6 Apă	Lignosulfonat	7 Beton proaspăt				12 Beton întărit %		
	3 Marca	4 Dozaj (kg/m³)		(litri)	(%)	8 Tasare (cm)	9 Răspîndire (cm)	10 Vibrare (s)	11 Greutate (kg/m³)	11 Greutate (kg/m³)	13 *Rc* 28 (kg/m²)	14 Faţă de martori
1	Pz 400	300	0,65	195	fără	1,5	42,0	—	2 379	2 301	172	100
2	Pz 400	300	0,65	195	0,2	1,9	46,0	—	2 401	2 336	180	105
3	Pz 400	300	0,60	180	fără	1,0	39,0	20	2 385	2 322	206	100
4	Pz 400	300	0,60	180	0,2	1,4	41,5	20	2 412	2 359	223	108
5	Pz 400	300	0,55	165	fără	0,7	36,0	25	2 392	2 334	236	100
6	Pz 400	300	0,55	165	0,2	1,0	40,0	25	2 411	2 387	252	107

Tabela 3

Betoane cu adaos variabil de lignosulfonat și cu raport a/c mai redus decît la betonul etalon cu aceeași consistență

Nr. crt.	Ciment		a/c	Apă (litri)	Lignosulfonat (%)	Beton proaspăt				Beton întărit			% față martor
	Marca	Dozaj (kg/m³)				Tasare (cm)	Răsp. (cm)	Vibrare (s.)	Greut. (kg/m³)	Greut. (kg/m³)	R_c^7 (kg/cm²)	R_c^{28} (kg/cm²)	
1	Pz 400	275	0,65	180	fără	1,2	41,0	manual	2 415	2 364	121	174	100
2	,,	275	0,63	173	0,15	1,2	40,5	,,	2 411	2 371	126	181	104
3	,,	275	0,60	165	0,20	1,0	40,5	,,	2 417	2 379	134	214	123
4	,,	275	0,57	157	0,25	1,1	42,0	,,	2 420	2 381	137	207	119
5	,,	275	0,54	149	0,30	1,2	41,0	,,	2 398	2 361	137	198	114
6	,,	275	0,55	151	0,35	1,2	43,0	,,	2 401	2 357	101	169	97
7	Pz 400	300	0,60	180	fără	0,9	39,0	,,	2 416	2 341	147	210	100
8	,,	300	0,57	171	0,15	1,0	41,0	,,	2 437	2 352	148	225	107
9	,,	300	0,54	162	0,20	1,2	41,0	,,	2 432	2 379	172	263	125
10	,,	300	0,51	153	0,25	1,1	40,0	,,	2 429	2 342	157	234	111
11	,,	300	0,50	150	0,30	1,1	40,0	,,	2 398	2 304	131	219	104
12	M 400	300	0,66	198	fără	—	35,0	,,	2 412	2 356	102	203	100
13	,,	300	0,62	186	0,15	—	35,0	,,	2 418	2 367	142	248	122
14	,,	300	0,60	180	0,20	—	34,0	,,	2 426	2 374	149	280	138
15	,,	300	0,58	174	0,25	—	37,5	,,	2 432	2 375	165	292	144

De aici rezultă că : pentru a obține o lucrabilitate mai bună, la betoanele cu un anumit raport a/c se pot adăuga plastifianți în limita cantităților admise fără riscul ca betoanele să aibă o rezistență mai slăbită.

În cazul cînd se tinde să se obțină betoane cu o rezistență mai mare decît la un beton etalon, se adaugă în beton plastifiant și se reduce apa.

Influența lignosulfonatului asupra rezistenței la întindere a betoanelor

Determinarea rezistenței la întindere s-a efectuat prin încercarea la întindere din încovoiere pe prizme de 10 × 10 × 55 cm.

Unele rezultate din încercări sînt înregistrate în tabela 4.

Din încercările la întindere a rezultat :

— rezistența la întindere la betonul martor este situată între circa 7,5—8,5 față de cea la compresiune ;

— la betoanele cu lignosulfonat acest raport variază între 6—7,7 % ;

— rezistențele la întindere la betoanele cu lignosulfonat sînt cu cîteva procente mai mari față de betonul martor (4—6 %) și cresc cu cantitatea de aditivi adăugată (excepție făcînd nr. crt. 8).

Influența lignosulfonatului asupra contracției betoanelor

Contracția s-a determinat pe betoane cu un dozaj de ciment de 275 kg/m³ și raport $a/c = 0{,}57-0{,}65$, pe prizme de 10 × 10 × 55 cm, la 7, 28 și 56 zile de la confecționarea betonului. Rezultatele determinărilor sînt cele din tabela 5.

Din tabela 5 se constată că contracțiile sînt practic aceleași la betoanele cu plastifianți, cu cele de la betonul etalon.

Influența lignosulfonatului asupra gradului de impermeabilitate

Gradul de impermeabilitate la pătrunderea apei în betoanele cu plastifianți s-a determinat conform STAS 3519-52, pe cuburi cu latura de 20 cm.

Rezultatele încercării la întindere

Tabela 4

1 Nr. crt.	2 Ciment kg/m³		5 a/c	Lignosulfonat (%)	6 R_c^{28} (kg/cm²)	7 R_t^{28} (kg/cm²)	$\frac{R_t^{28}}{R_c^{28}}$	8 % față beton martor
	3 Marca	4 Dozaj (kg/m³)						
0	1	2	3	4	5	6	7	8
1	Pz 400	250	0,72	fără	163	12,3	7,6	100
2	Pz 400	250	0,69	0,15	172	12,8	7,5	104
3	Pz 400	250	0,66	0,20	185	12,8	7,0	104
4	Pz 400	250	0,64	0,25	184	13,0	7,1	106
5	Pz 400	300	0,60	fără	210	17,2	8,2	100
6	Pz 400	300	0,57	0,15	225	17,2	7,7	101
7	Pz 400	300	0,54	0,20	263	17,5	6,7	102
8	Pz 400	300	0,51	0,25	234	17,0	7,3	0,99
9	M 400	300	0,66	fără	203	16,8	8,3	100
10	M 400	300	0,62	0,15	248	17,0	6,9	101
11	M 400	300	0,60	0,20	280	17,1	6,1	102
12	M 400	300	0,58	0,25	292	17,4	6,0	103

Betoanele sînt aceleaşi ca în tabela 4 (nr. crt. 5—8).

La o presiune a apei de 6 atm, înălţimea de pătrundere a apei în cuburile de beton a fost următoarea:

- la betonul nr. crt. 5 9,4 cm;
- la betonul nr. crt. 6 7,1 cm;
- la betonul nr. crt. 7 8,3 cm;
- la betonul nr. crt. 8 8,0 cm;

Rezultă deci o oarecare îmbunătăţire a impermeabilităţii la betoanele cu plastifianţi.

Influenţa lignosulfonatului asupra aderenţei la armătură

Aderenţa betonului la armătură s-a determinat pe cuburi cu latura de 20 cm, avînd înglobată o bară de oţel cu ∅ 20 mm. Determinarea aderenţei betonului la armătură s-a făcut prin măsurarea forţei de smulgere a barei de oţel din beton.

Compoziţia betonului folosit pentru aceste încercări, precum şi rezistenţele la smulgere sînt cele din tabela 6.

Tabela 5

Determinarea contracţiei

Nr. crt.	Ciment kg/m³		a/c	Lignosulfonat (%)	Contracţii mm/m		
	marca	dozaj (kg/m³)			7 zile	28 zile	56 zile
1	Pz 400	275	0,65	fără	0,05	0,21	0,33
2	Pz 400	275	0,63	0,15	0,06	0,24	0,33
3	Pz 400	275	0,60	0,20	0,06	0,21	0,31
4	Pz 400	275	0,57	0,25	0,04	0,20	0,33

Tabela 6

Determinarea aderenţei betonului la armătură

Nr. crt.	Ciment (kg/m³)	a/c	Lignosulfonat %	Forţa de smulgere (kg)	Rezist. la smulgere (kg/cm²)	% faţă de martori
1	300	0,60	fără	3 700	29,4	100
2	300	0,57	0,15	3 810	30,4	103
3	300	0,56	0,20	3 960	31,5	107
4	300	0,54	0,25	3 960	31,5	107

Tabela 7

Determinarea consistenţei şi rezistenţei betoanelor cu lignosulfonat la care s-a folosit ciment cu priză accelerată datorită aditivului

Nr. crt.	Ciment		a/c	Aditivi (%)	Răspîndire (cm)	R_{c7} (kg/cm²)	OBSERVAŢII
	Marca	Dozaj (kg/m³)					
0	1	2	3	4	5	6	7
1	Pz 400	300	0,60	0,20	36,0	134	Confecţionate imediat
2	Pz 400	300	0,60	0,20	38,0	136	după 1/2 oră
3	Pz 400	300	0,60	0,20	38,0	134	după 1 oră
4	Pz 400	300	0,60	0,20	39,0	144	după 1 1/2oră
5	Pz 400	300	0,60	0,20	34,0	150	Confecţionate imediat
6	Pz 400	300	0,60	0,20	36,5	160	după 1/2 oră
7	Pz 400	300	0,60	0,20	37,5	156	după 1 oră
8	Pz 400	300	0,60	0,20	39,0	148	după 1 1/2oră

Încercarea s-a efectuat la 28 zile de la confecţionarea betonului, cu următoarele rezultate:

Tabela 6 arată că rezistenţa la smulgere a unei bare de oţel cu ∅ 20 mm dintr-un cub cu latura de 20 cm este mai mare la betoanele cu plastifianţi decît la betoanele martor. Din ultima coloană rezultă că sporul de rezistenţă la betoanele cu lignosulfonat se situează între 3—7%.

În prezentul articol s-a arătat că pastele de ciment cu adaos de lignosulfonat au avut o priză necorespunzătoare.

Pentru a verifica dacă această priză este numai aparentă şi dacă acest fenomen influenţează lucrabilitatea şi rezistenţa betonului, s-au confecţionat unele betoane cu aceste cimenturi. Se menţionează că betoanele au fost vibrate, pentru a urmări dacă prin vibrare fenomenul de priză falsă dispare.

În acest scop, s-au confecţionat două serii de betoane, avînd compoziţia din tabela 7. La cimenturile cu adaos de plastifiant folosite pentru confecţionarea acestor betoane anterior, s-a constatat că priza a început înainte de o oră.

Cuburile s-au confecţionat în modul următor:

- 3 buc. imediat după prepararea betonului;
- 3 buc. după 1/2 oră de la confecţionare;
- 3 buc. după 1 oră de la confecţionare;
- 3 buc. după 1 1/2 oră de la confecţionare.

Betonul din cuburi a fost vibrat timp de 20 secunde

În tabela 7 sînt înregistrate rezultatele încercărilor la compresiune efectuate la şapte zile.

Din cauza prizei false, circa 2 minute după confecţionarea betonului s-a observat o întărire aparentă a betonului. Acest fenomen s-a ameliorat cu încetul, betonul devenind din nou lucrabil, avînd aspect normal. Acest lucru se reflectă şi în coloana a 5-a din tabelă, răspîndirea fiind la început 36 respectiv 34 cm, şi devenind apoi 39 cm.

La confecţionarea cuburilor de beton cu plastifianţi, prin vibrare, întărirea spontană observată la început a dispărut obţinîndu-se un beton lucrabil.

Rezultă că fenomenul descris mai sus a fost numai aparent, şi, conform datelor din tabela 7, nu a avut nici o influenţă asupra rezistenţei finale a betonului.

5. FOLOSIREA LIGNOSULFONATULUI DE CALCIU LA ŞANTIERE

În baza rezultatelor obţinute în laboratoare s-a trecut la folosirea lignosulfonatului la betoanele unor obiecte de la şantierele T. Măgurele şi Brăila. Pentru folosirea la şantiere, Laboratorul central a întocmit instrucţiuni de folosire.

La T. Măgurele, betoane cu lignosulfonat s-au turnat la hala de evaporare-uree şi la alte obiecte; la Brăila s-au turnat la „maşina de hîrtie" şi la „neutralizare".

La T. Măgurele, s-au turnat în total betoane în cantitate de 1 500 m³. Mărcile de beton au fost *B* 170; *B* 200; *B* 250 şi *B* 300.

Pentru confecţionarea betoanelor s-au folosit ciment *Pz* 400 şi agregate de Dunăre.

Făcînd comparaţie între rezistenţele betoanelor cu lignosulfonat turnate la şantierul T. Măgurele, faţă de cele fără acest aditiv, se constată o creştere medie de 4% la primele, care se datorează în general folosirii unui raport *a/c* mai mic la probele cu plastifianţi decît la probele martor.

La şantierul ISCM Brăila, lignosulfonatul de calciu s-a folosit la betoanele de marca *B* 200 şi *M* 250. În decursul anului 1965 s-au turnat la acest şantier circa 1 200 m³ betoane cu lignosulfonat.

La confecţionarea betoanelor s-a folosit ciment *M* 400 şi agregate de la cariera Condrea.

Creşterea rezistenţelor la betoanele cu plastifianţi, datorită scăderii raportului *a/c*, a fost situată în general între 15—20%.

În afară de problemele cercetate la şantierele mai sus menţionate, s-a urmărit şi comportarea betoanelor cu lignosulfonat în timpul transportului şi ca aspect în operă.

În ceea ce priveşte comportarea acestor betoane la transport, observaţii s-au efectuat pentru distanţe între 0,5—1,5 km. La această distanţă nu s-au observat segregări ale betonului.

Atît la şantierele T. Măgurele, cît şi la Brăila, după decofrare, betoanele cu lignosulfonat au prezentat un aspect bun, fără pete, avînd o granulaţie uniformă.

6. CONCLUZII

Din încercările de laborator asupra betoanelor cu lignosulfonat și în urma folosirii experimentale a lignosulfonatului la șantierele T. Măgurele și Brăila au rezultat următoarele :

— Lignosulfonatul de calciu are un efect plastifiant asupra betonului, îi dă o consistență mai plastică și o mobilitate mai mare.

— Încercările au dovedit că compoziția lignosulfonatului de calciu produs de Fabrica de hîrtie și celuloză din Zărnești este corespunzătoare. Lignosulfonatul de calciu produs în țară are un efect similar cu alte produse din străinătate, experimentate cu succes anterior la Laboratorul central (ne referim în special la produsul S.S.B. folosit în mod curent în U.R.S.S.).

— Cantitatea optimă ce se adaugă la beton, așa cum au arătat încercările, este de 0,20% din greutatea cimentului, procentul referindu-se la materia activă din lignosulfonat.

— Conform experimentărilor efectuate, pentru betoane cu lignosulfonat se pot folosi deocamdată cimenturile *Pz* 400, *M* 400, *RIM*. Pentru alte cimenturi lipsesc încă date experimentale.

— Pentru confecționarea betoanelor se vor folosi agregate de rîu în 2 sau 3 sorturi.

— Încercările au arătat că :

a. Lignosulfonatul de calciu are un efect de priză falsă asupra cimenturilor. În betoane, acest fenomen dispare o dată cu folosirea mijloacelor de vibrație.

b. Lignosulfonatul de calciu adăugat în beton (menținîndu-se același raport *a/c*) îl face pe acesta mai plastic, fără ca rezistențele sale să scadă. Acest lucru constituie un mare avantaj, mai ales la betoanele cu consistență plastic-vîrtoasă sau vîrtoasă. În cantitățile arătate se pot adăuga plastifianți, obținîndu-se betoane mai lucrabile, fără ca rezistența să scadă.

c. Avînd în vedere că prin adăugarea de lignosulfonat betoanele devin mai plastice, se poate, pe de altă parte, reduce raportul *a/c*, menținînd aceeași consistență ca la betonul martor. Se obține astfel un spor de rezistență la betoanele cu plastifianți. Sporul de rezistență se evaluează la 5—15% (la 28 zile), iar scăderea apei de amestecare la circa 10%.

Obținîndu-se un spor de rezistență se va putea scădea în viitor dozajul de ciment.

— Betoanele cu lignosulfonat au o rezistență la întindere mai mare decît cele fără acest adaos, sporul de rezistență fiind situat între 4—6%.

— Impermeabilitatea betoanelor cu lignosulfonat este mai ridicată decît la betoanele fără acest aditiv.

— Contracția betoanelor cu lignosulfonat este practic egală cu cea a betoanelor etalon.

— Aderența la armătură a betoanelor cu aditivi este cu circa 50% mai mare decît la cele fără acest adaos.

În timpul încercărilor care s-au efectuat, lignosulfonatul de calciu s-a folosit în formă de pastă. S-a constatat că în această formă, lignosulfonatul, la temperaturi exterioare mai ridicate, se topește ușor, curge din butoaie și murdărește locurile de depozitare. La temperaturi joase, pasta se întărește, devine foarte vîscoasă și greu de manipulat.

Astfel fiind, se recomandă ca în viitor să se folosească lignosulfonat de calciu în formă de praf. În această formă, depozitarea și manipularea sînt cu mult mai ușoare.

Conform observațiilor făcute în timpul experimentărilor, reușita folosirii plastifianților în operă este condiționată de următoarele :

— dozarea gravimetrică și exactă a cimentului ;

— dozarea gravimetrică a agregatelor ;

— folosirea de dozimetre pentru apa de amestecare și controlul zilnic al umidității agregatelor ;

— supravegherea permanentă și atentă a dozării lignosulfonatului și a preparării betoanelor cu acest aditiv.

Ne dăm seama că fără aceste condiții folosirea plastifianților nu va avea nici un efect ; din contra, se pot naște accidente.

Despre metodele de proiectare a fundațiilor de turbogeneratoare

Ing. C.T. Geréb, ing. V. Apostolescu
I.S.P.E.

1. INTRODUCERE

În proiectarea fundațiilor de mașini în cadre a devenit necesar un salt calitativ, în sensul aprofundării metodelor de calcul. Pe de o parte, creșterea puterilor unitare a agregatelor a cerut fundații din ce în ce mai mari, corespunzătoare acestor agregate, cu proporții depășind cu mult pe cele la care prescripțiile se refereau, perimînd în mod evident metodele de calcul clasice, care își văd domeniul de aplicare extrapolat fără prea mult discernămînt ; iar pe de altă parte, tehnica electronică de calcul, aplicarea metodelor matriciale în mecanica construcțiilor, precum și dezvoltarea tehnicii experimentale constituie premize pentru utilizarea modelelor evoluate, al căror consum de muncă nu le făceau accesibile prin tehnica de calcul uzuală.

Pentru precizarea ideilor, ne vom ocupa întîi de problema calculului dinamic propriu-zis, prin care se înțelege :

— determinarea modurilor proprii de vibrație ale structurii

— determinarea oscilațiilor forțate ale eforturilor și deplasărilor dinamice.

În al doilea rînd se vor prezenta ideile de bază ale unei metode de proiectare pentru fundațiile de mașini în cadre, bazate pe considerentele probabilistice.

În fine, se va încerca scoaterea în evidență a direcțiilor de dezvoltare viitoare pentru acest tip de structuri, mai ales sub aspectul folosirii raționale a materialelor de construcție.

2. CALCULUL DINAMIC PROPRIU-ZIS

Pentru a putea calcula dinamic fundația, ea se idealizează într-un model dinamic, abordabil cu mijloacele care stau la dispoziția proiectantului. Problema are caracter determinist, în sensul că, pentru o geometrie, o distribuție de mase și niște legături date, modurile proprii de vibrație se obțin ca valori și forme certe.

Dacă modelul este simplist, se poate obține relativ ușor un set de frecvențe proprii, dar adevăratele frecvențe proprii diferă mult de cele calculate. Se poate cădea foarte ușor în autoamăgirea că problema dinamică este rezolvată prin calculul frecvențelor proprii pe un model simplist.

La cealaltă extremă se află un model evoluat sau supraevoluat, diferind relativ în mică măsură de sistemul real. Frecvențele proprii calculate și reale vor fi apropiate, dar, în cele mai multe cazuri, calculul ar fi atît de amplu, încît, chiar utilizînd calculatoarele electronice, volumul de muncă nu este practic realizabil și nici justificat.

,,De aceea limitele între care se poate mișca proiectantul sînt clar delimitate. El trebuie să se străduiască a găsi o cale optimă și în căutarea acesteia — a unui model dinamic ingenios, semnificativ — stă propria sa realizare" [6]. În acest sens, cităm și altă părere : ,,Toate cunoștințele în acest domeniu se bazează pe rezultatele mecanicii și pe rezultatele experienței și practicii, puse în concordanță cu teoria. Țelul unei științe aplicate trebuie să constea în simplitatea metodelor de calcul fundamentate teoretic, pentru a lărgi în mod corespunzător domeniul de aplicare în practică, prin reducerea muncii de calcul" [1].

Deoarece modelul dinamic reflectă evoluţia metodelor de calcul al fundaţiilor şi caracterizează atît nivelul tehnic al proiectantului şi al tehnicii sale de calcul, cît şi aproximaţiile pe care s-a resemnat să le accepte, se va examina, în cele ce urmează, evoluţia acestui model. Istoria şi dezvoltarea sa sînt istoria şi dezvoltarea concepţiilor de calcul dinamic. Ecartul între model şi realitate măsoară perfecţiunea metodelor.

Metodele dinamice se pot clasifica după două criterii (tabela 1) :

a) după criteriul geometric în : modele liniare, plane (transversale sau longitudinale) şi modele spaţiale :

b) după criteriul dinamic în : modele cu mase discrete, în care elasticitatea şi masa sînt despărţite, şi modele cu mase continuu distribuite (sau modele omogene) la care se respectă în principiu realitatea că cele două caracteristici ale materialelor (masa şi elasticitatea) nu pot fi despărţite.

Această clasificare se referă la gradele de libertate dinamică corespunzînd deplasărilor verticale ale structurilor.

2.1. Modelul dinamic liniar este cel utilizat în calculul fundaţiilor masive — o masă aşezată pe o elasticitate, sau o pereche de mase (tablierul şi radierul) cuplate într-un lanţ.

Dacă modelul cu o singură masă este foarte rar aplicat în calculul dinamic al fundaţiilor în cadre, sistemul cu două mase se aplică destul de frecvent în această problemă, întrucît reprezintă o soluţie particulară a ecuaţiilor canonice ale modelului plan longitudinal sau transversal, în ipoteza parametrilor dinamici (mase şi rigidităţi) constanţi. Pe acest model simplu se pot determina uşor primele două moduri de vibraţie ale structurii (cele corespunzînd deplasării ca rigid), în care rigidităţile la încovoiere nu intervin ; aceasta nu implică ipoteza că rigidităţile la încovoiere ale sistemului ar fi infinite.

2.2. Modelul dinamic plan transversal

În anii 1925—1930, Rausch [2] şi Ehlers [3] bazaţi pe ideile lui Geiger [4] au pus bazele calculului dinamic al fundaţiilor de turboagregate, raportînd oscilaţiile la cadrul transversal ; rezultă astfel un model dinamic plan transversal. În acest model, care are o largă răspîndire în literatură, pentru oscilaţiile verticale apar două grade de libertate dinamice, iar pentru cele orizontale un singur grad. Maşina nu intervine în model decît ca masă, nu şi prin rigiditatea sa, iar cuplajul cadrelor transversale prin lonjeroni se neglijează ; de asemenea radierul se consideră de obicei fix. Acest model dinamic a avut un rol important în sensul că a fixat ideile şi metodologia de calcul ; adoptarea unui model transversal se explică prin relativa simplitate a schemei transversale : un cadru portal dublu încastrat. Neglijarea cuplajului prin lonjeroni era oarecum justificată prin prescripţia ca diversele cadre transversale să aibă aproximativ aceeaşi frecvenţă proprie (în limita de ± 10 %), de unde se considera că ele vibrează sincron, fără ca rigiditatea lonjeronului să intervină ; este clar că, în modurile superioare, condiţia de egalitate a frecvenţei fundamentale nu poate asigura sincronismul. Într-o formă elementară (modelul liniar cu două mase concentrate) Rausch, în 1940, arată [2] importanţa deplasărilor terenului care, în condiţii uzuale, pot deplasa spectrul frecvenţelor cu circa 40 %.

O semnificativă perfecţionare a acestui model a introdus-o Schrader [5], presupunînd că radierul vibrează, dar că este perfect rigid la încovoiere ($J = \infty$). Una din concluziile sale este că rezemarea elastică a radierului influenţează esenţial frecvenţele proprii şi că deci mişcarea radierului nu se poate neglija.

2.3. Modelul dinamic plan longitudinal

O dată cu trecerea la turboagregate mai mari, dimensiunile fundaţiilor, mai ales lungimea, au crescut, iar cercetarea cadrelor transversale nu a mai părut suficientă pentru caracterizarea comportării dinamice. Un model longitudinal este mai adecvat, întrucît aproximează mai bine o structură puternic alungită, cum sînt fundaţiile pentru grupuri de mare putere (50, 100, 200 MW etc., b/l = 1/3...1/4). De data aceasta, la dispoziţia proiectantului stau o tehnică de calcul evoluată (cea electronică), cît şi o foarte perfecţionată tehnică de măsurători. Ca urmare a acestora, s-au realizat măsurători de o precizie nemaiîntîlnită (10^{-4} mm) dar frecvenţele proprii măsurate nu corespundeau cu cele calculate pe baza modelului transversal [6]. Insuficienţa modelului transversal a fost deci demonstrată experimental şi a constituit un al doilea motiv pentru construirea unui model longitudinal. Pe de altă parte, cu ajutorul maşinilor electronice de calcul s-au putut ataca probleme mai complicate. Modelele dinamice au putut fi aduse, prin urmare, într-o concordanţă mai bună cu construcţia.

2.3.1. Folosirea maselor concentrate

Există două concepţii în alcătuirea modelelor dinamice: folosirea maselor discrete sau a sistemelor de mase continue (sistemele omogene). Modelul dinamic longitudinal a folosit la început mase discrete punctuale, care reprezintă lonjeronii, rigle transversale, masa maşinii, precum şi 1/2 din masa stîlpilor ; ele sînt cuplate prin elasticitatea lonjeronilor şi reazemă pe radier prin intermediul elasticităţii axiale sau de încovoiere a stîlpilor. Ambii lonjeroni s-au unit într-o bară, ca şi perechile transversale de stîlpi ; se introduce prin urmare ipoteza că atît lonjeronii, cît şi perechile de stîlpi vibrează concordant. Pentru rezolvarea problemei, se alcătuieşte un sistem de ecuaţii liniare, numărul lor corespunzînd numărului de grade de libertate, în cazul oscilaţiilor verticale egale cu numărul maselor punctuale. Calculul coeficienţilor este dat în literatură [7], [8], [17] şi putem renunţa la detalierea lor. Frecvenţele proprii se determină ca valori proprii ale determinantului sistemului, iar formele proprii de vibraţie se obţin rezolvînd sistemul omogen în care s-au înlocuit, pe rînd, valorile frecvenţelor proprii, admiţînd una din deplasări ca arbitrară, de obicei ca valoare unitară. În acest mod de calcul, precizia scade repede cu rangul frecvenţelor ce se determină ; numai modurile de vibraţie de rang inferior cu 2—3 unităţi faţă de numărul gradelor de libertate se pot considera satisfăcătoare ca precizie. Un alt dezavantaj este că, în cazul modurilor superioare, punctele de inflexiune ale deformatei dinamice se apropie reciproc, grinda capătă proporţii de grindă-perete şi în consecinţă noţiunea de axă neutră îşi pierde din sens, iar deformaţiile de lunecare şi inerţia de rotaţie capătă importanţă, ceea ce complică calculele.

Timoşenko [19] a expus ecuaţia dinamică completă a barei încovoiate. Este de la sine înţeles că acest dezavantaj este caracteristic modurilor superioare de vibraţie şi nu faptului că masele se consideră discrete sau continue.

O perfecţionare a modelului longitudinal îl constituie aşa numitul calcul de „grindă dublă" („Doppelbalkenberechnung" [9]) în care, deasupra grinzii, reprezentînd tablierul, se introduce o altă grindă (cuplată de tablier fie rigid, fie prin elasticităţile lagărelor şi riglelor) reprezentînd rotorul maşinii. Se observă că rigidităţile părţilor fixe ale maşinii nu s-au luat în considerare, iar radierul este considerat fix. Rezultatele calculelor bazate pe acest model au dat, pentru cazul unei fundaţii de beton armat pentru un agregat de 100 MW o abatere mică faţă de frecvenţele unui model analog cu o singură grindă, dar, în cazul unei fundaţii analoge metalice, s-a constatat o abatere apreciabilă a spectrului frecvenţelor [6]. În fine, putem concepe un model supraevoluat, pe baza căruia s-ar putea efectua un calcul de „grindă triplă", în care s-ar introduce şi radierul cu mase concentrate şi elasticitatea sa de încovoiere, rezemat pe terenul elastic ; acest model epuizează tot ce s-ar putea introduce într-un model longitudinal plan cu mase concentrate, la nivelul cunoştinţelor actuale.

O privire critică asupra acestor modele distinge următoarele avantaje :

— o formulare relativ mai simplă a coeficienţilor ecuaţiilor de condiţie (coeficienţii δ_{ij}) ;

— problema dinamică tratată pe baza acestui model se pretează direct la o formulare matricială, care uşurează programarea la o maşină electronică cifrică ;

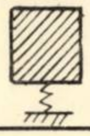
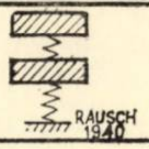
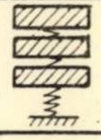
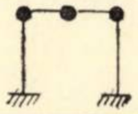
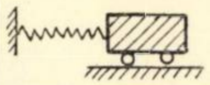
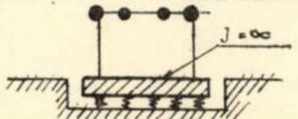
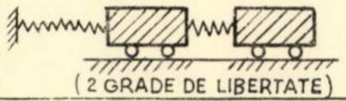
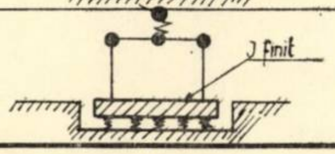
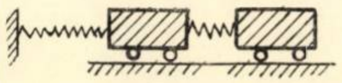
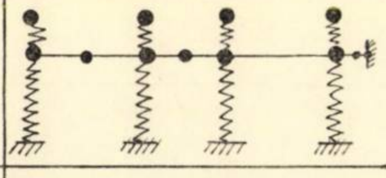
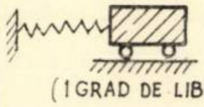
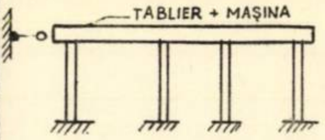
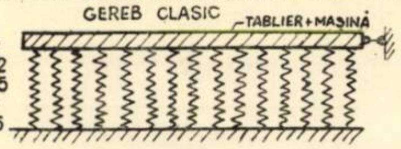
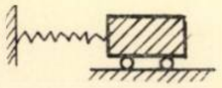
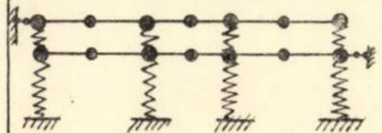
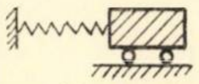
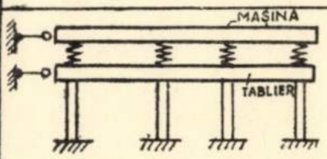
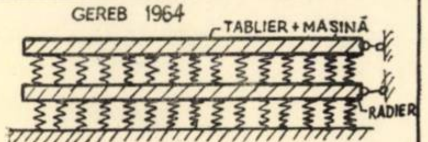
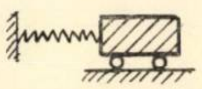
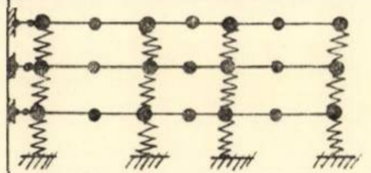
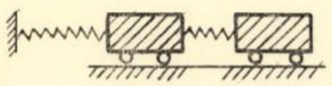
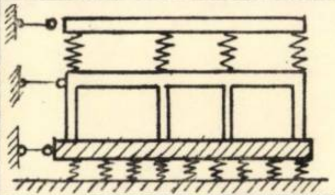
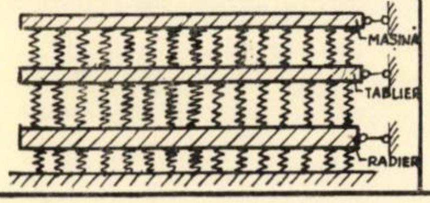
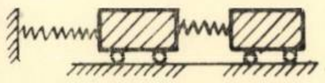
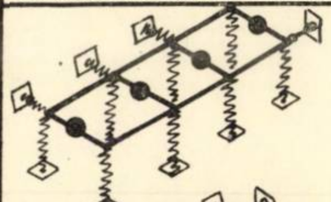
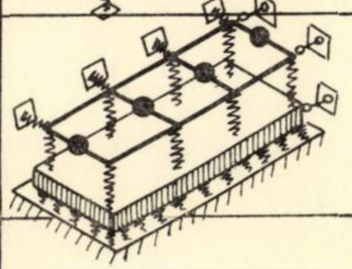
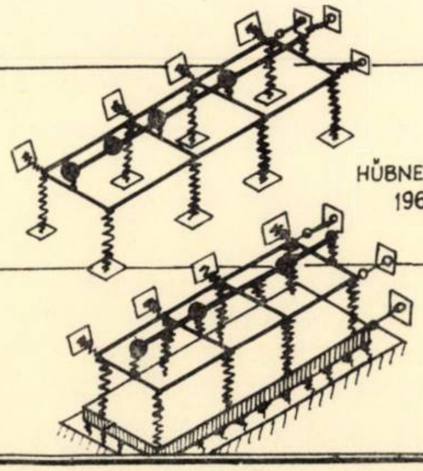
— un consum general de muncă de calcul întrucîtva mai redus, decît în cazul folosirii modelelor cu mase distribuite (sisteme în cadre).

Dintre dezavantaje, cităm în primul rînd pe cel fundamental : separarea artificială a masei de elasticitatea ei şi concentrarea sa în puncte discrete care, în principiu, conduce la

EVOLUȚIA MODELULUI DINAMIC

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

TABELA 1

			CU MASE DISCRETE		CU MASE DISTRIBUITE (SISTEME OMOGENE)	
			PENTRU OSCILAȚII VERTICALE	PTR. OSCILAȚII ORIZONTALE	PENTRU OSCILAȚII VERTICALE	PTR. OSCILAȚII ORIZONTALE
MODELE LINEARE		SIMPLIST	  RAUSCH 1940  GRÜNING 1963			
MODELE PLANE	TRANSVERSALE	CLASIC	 RAUSCH - EHLERS - GEIGER 1929 NORMA DIN 4024 (2 GR. DE LIBERTATE)	 (1 GRAD DE LIBERTATE)		
		EVOLUAT	 SCHRADER 1960	 (2 GRADE DE LIBERTATE)		
		SUPRA-EVOLUAT				
	LONGITUDINALE	CLASIC	 VANĚK 1966 (T6 200 MW. ROVINARI)	 (1 GRAD DE LIBERTATE)	 HOHENEMSER-PRAGER, 1932 KOLOUŠEK 1955 VIBRU - DUPONT 1965  GEREB CLASIC	 (1 GRAD DE LIBERTATE)
		EVOLUAT	 WEBER 1961 „DOPPELBALKEN-BERECHNUNG"	 (1 GRAD DE LIBERTATE)	 HOHEN-EMSER-PRAGER 1932 KOLOUŠEK 1955  GEREB 1964	 (1 GRAD DE LIBERTATE)
		SUPRA - EVOLUAT	 CALCUL DE "GRINDĂ TRIPLĂ „	 (2 GRADE DE LIBERTATE)	 	 (2 GRADE DE LIBERTATE)
MODELE SPAȚIALE		CLASIC			 KLEIN 1966 MODELUL REȚEA	
		EVOLUAT			  HÜBNER, TONDL 1960	
		SUPRA - EVOLUAT				

aproximații supărătoare, mai ales cînd ordinul modului de vibrație este înalt; de aici, necesitatea amintită de a mări numărul maselor concentrate dacă se cere o aproximație suficientă pentru modul considerat; folosirea maselor concentrate suferă prin imposibilitatea stabilirii de echivalente riguroase pentru scheme mai complicate. Trebuie de asemenea remarcat că, în cazul folosirii modelului cu trei etaje (inclusiv rotorul + carcasa), nu există posibilitatea verificării concordanței între deplasările și frecvențele calculate și cele reale pentru etajul superior, deoarece nu se pot practic măsura deplasările rotorului, acesta fiind, în dreptul lagărelor, acoperit de carcasă. Deși modelul cu trei etaje este principial superior modelului cu două etaje, avantajul de principiu nu poate fi fructificat, întrucît există în etajul superior elemente neprecizabile (legăturile și rigiditatea de încovoiere a rotorului).

Rausch [2] afirmă că modelele cu mase concentrate ar prezenta și o incomoditate de calcul pentru că programarea la mașina electronică a stabilirii coeficienților de influență nu se poate face, necesitînd deci un calcul laborios cu mașina manuală, munca de calcul crescînd cu pătratul numărului maselor considerate.

2.3.2. Folosirea maselor distribuite

Calculul dinamic al sistemelor de bare cu mase distribuite continuu (așa-numitele sisteme omogene) a fost tratat de Hochenemser-Prager [8], Doeinck [10], Lorenz [1], Kolousek [11], Smirnov [12], Snitco [13] și Bolotin [14].

În literatură, una din cele mai răspîndite metode de calcul este a lui Kolousek [11], pe care o folosește și Klein [15]. Ea permite, cu un consum de muncă mai mare, stabilirea, folosind metoda deformațiilor, a spectrului frecvențelor proprii și a formelor proprii respective; spațiul nu ne permite să o descriem mai pe larg. Avantajele acestui mod de calcul, în cadrul aproximațiilor uzuale (parametri geometrici și mecanici constanți pe un cîmp al barei, neglijarea deplasărilor provenite din lunecări, a inerției de rotație, a amortizării și a torsiunii libere, aproximații care se pot însă introduce sub formă de corective) constau din:

— eliminarea aproximației de principiu referitoare la concentrația maselor,

— o exactitate sporită mai ales la determinarea modurilor superioare de vibrație.

Aceste avantaje se plătesc cu prețul unui volum de muncă mai ridicat. Klein ([6], [15]) concepe în orice caz ca, pentru oscilațiile transversale, să se cerceteze cadrele transversale independente ca sisteme omogene, în cadrul unui model dinamic plan transversal cu mase continue, problema cuplajului prin lonjeroni rămînînd astfel deschisă.

Proiectanții români (Geréb, 1965) și-au format, în problema modelului longitudinal plan cu mase distribuite, un punct de vedere distinct. Pornind de la constatarea* că rigiditatea longitudinală a tablierului este suplimentată puternic (și anume de cca 1 pînă la de 16 ori) de rigiditatea longitudinală la încovoiere a mașinii, că prin urmare axa elastică a tablierului longitudinal trebuie corect concepută ca locul geometric al centrelor de greutate ale unei secțiuni compuse din lonjeronul fundației și batiul metalic al mașinii (axă care, datorită acestui fapt, se ridică mult peste axa geometrică a lonjeronilor de beton), se argumentează calitativ și cantitativ că se poate concepe, cu o aproximație foarte bună, un model longitudinal plan cu masă continuă compus din tablierul real (rigiditate și masă a fundației și a mașinii) rezemat pe o elasticitate continuă de compresiune a stîlpilor. Stîlpii cuplează masa tablierului de cea a radierului, conceput flexibil și rezemat elastic pe teren.

Ipoteza continuității reacțiunilor elastice ale stîlpilor, aplicate pe intradosul tablierului, ar părea că depărtează modelul prea mult de la realitate, știut fiind că stîlpii reprezintă arii de rezemare discrete și limitate.

Se poate însă demonstra analitic că, la raporturi de rigiditate uzuale între rigiditatea axială a stîlpilor și cea a tablierului sau a radierului la încovoiere (suplimentate respectiv de rigiditățile mașinii și ale betonului de lestare), nu apar diferențe sensibile între rezultatele calculului dinamic (frecvențe proprii și forme proprii) efectuate pe un model cu stîlpi concentrați (fig. 1 a) în axele lor, față de un model cu stîlpii considerați ca avînd rigiditatea distribuită longitudinal continuu (fig. 1 b).

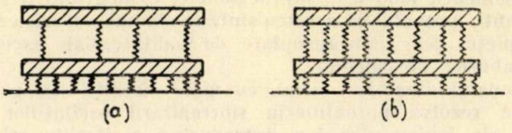


Fig. 1

Prin urmare, desființarea efectului de cadru tablier-stîlpi-radier este pe deplin justificată.

În subsidiar, dacă se ține seamă și de repartizarea sub un anumit unghi a reacțiunilor stîlpilor (unghi care s-ar putea considera de pildă 45°) și de faptul amintit mai sus, că axa elastică de referință a tablierului se află la o cotă ridicată față de intradosul lonjeronului, această ipoteză își găsește o justificare în plus. Desigur, din punct de vedere al radierului, această a doua ipoteză este mai depărtată de realitate, întrucît considerentele de mai sus nu sînt valabile în cazul încastrării stîlpilor în radierul flexibil.

Comparînd modelul discutat cu un model clasic cu mase continue, trebuie remarcat în principiu că soluțiile clasice din literatură ([7], [8], [11]) se referă la sisteme de bare cu dimensiuni transversale neglijabile față de lungime, în care caz, ipotezele uzuale ale staticii și dinamicii sînt pe deplin justificate.

În cazul structurilor în cadre pentru fundații de mașini, dimensiunile transversale sînt relativ importante față de lungimile barelor, fără a ajunge, totuși, în majoritatea cazurilor, la grinzi perete. Aplicarea unei metode clasice (de exemplu metoda Kolousek) la calculul unei structuri de fundații de mașină (fig. 2 a) implică o aproximație (fig. 2 b) care, deși în sens opus celei din modelul Geréb (fig. 2 c), este în orice caz comparabilă ca eroare.

Rezumînd, modelul Geréb pune în evidență, în cadrul aproximațiilor arătate, doi din factorii cei mai importanți: efectul rigidității mașinii și efectul masei și elasticității radierului; etajele nu sînt mai mult de două, iar elasticitățile de cuplaj ale stîlpilor sînt distribuite continuu după o lege $k(x)$. Modelul poate fi calculat prin integrarea unui sistem de două ecuații diferențiale liniare cuplate, de ordinul IV, cu coeficienți variabili [16]. Dacă integrarea sistemului se poate axiomatiza, folosirea acestui model dinamic, destul de complet și relativ simplu, devine practică. În orice caz, soluțiile pentru cazul coeficienților constanți se stabilesc ușor și constitue modul curent de calcul în ISPE; prin metode clasice, un model analog nu a fost abordat.

2.4. Modelul spațial

Dacă se trece la un model spațial, oscilațiile transversale și verticale se analizează într-un calcul unitar. Klein prezintă [6] un astfel de model în mod cu totul indicativ. Se pot concepe modele spațiale evoluate, care să cuprindă și mașina;

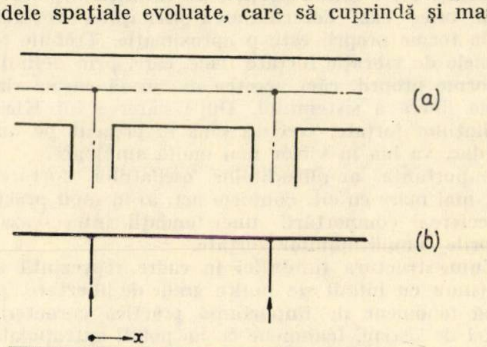


Fig. 2

---

* Bazată pe indicații obținute de la Institutul politehnic București, Catedra de mașini termice, cît și de la furnizorii agregatelor.

de asemenea modelele, supraevoluate, evidențiind și radierul vibrant; probabil că acestea sînt, în stadiul actual, cele mai complete, cele mai apropiate de realitate, dar excepțional de laborios de calculat.

Modelul dinamic spațial, cu mase discrete sau continue, poate rezolva aproximația sincronizării oscilațiilor verticale ale lonjeronilor, iar, introducînd oscilațiile orizontale ale lonjeronilor, rezolvă prolema cuplajului cadrelor transversale. Posibilitatea de oscilație longitudinală poate juca un rol subordonat, afirmă Klein [6], deși experiența din ISPE arată că la rotcare pot apărea vibrații axiale apreciabile.

2.5. Alte probleme dinamice: oscilațiile forțate

În afară de determinarea modurilor proprii de oscilație pe verticală și pe orizontală (transversal), mai trebuie determinate frecvențele proprii pentru oscilațiile de torsiune generală a tablierului în raport cu radierul; în această problemă, prof. ing. P. Mazilu [17] indică modul de calcul în ipoteza unui tablier infinit rigid în planul său, aproximație ce se poate accepta în cazul fundațiilor în cadre.

De asemenea trebuie determinate frecvențele proprii ale elementelor componente ale structurii, în măsura în care nu au intrat în calculul mai complex. Este, de exemplu, cazul stîlpilor, ale căror vibrații transversale trebuie analizate în ipoteza de bare dublu încastrate la capete cu masă distribuită și forță axială. Cercetarea oscilațiilor forțate se face în vederea verificării următoarelor condiții:

a) pentru sistemul dat și forțe perturbatoare date (precizate fie de fabricant, fie de norme [17], [20]) amplitudinile deplasărilor în puncte date ale sistemului mașină-fundație să nu depășească anumite valori limită normate;

b) pentru valorile maxime admisibile ale deplasărilor în aceleași condiții, eforturile unitare maxime suprapuse (statice și dinamice) nu trebuie să depășească rezistențele admisibile prescrise pentru materialul din care se execută fundația, inclusiv efectul de oboseală.

În condiții uzuale, satisfacerea primei condiții implică și satisfacerea celei de a doua.

În DIN 4024 și în STAS 7206—65 se introduce pentru determinarea eforturilor din oscilații forțate „forța statică înlocuitoare", dedusă din valoarea forței perturbatoare amplificată cu coeficientul dinamic ce se stabilește pe modelul dinamic cu 1 grad de libertate. Acest mod de abordare a problemei, strict exact numai pentru modelul pentru care a fost stabilit, oferă încă o aproximație satisfăcătoare pentru frecvențe ale perturbatorului sub prima frecvență proprie; utilizarea sa în zonele dintre frecvențele proprii superioare nu este în concordanță cu ipotezele mecanice de bază [6].

Rausch [21] a extrapolat metoda forței înlocuitoare la lonjeronul cu mai multe mase, luînd ca bază acea formă proprie a cărei frecvență este cea mai apropiată de turația de regim. În anumite calcule practice, eforturile dinamice sînt cîteodată deduse din amplitudinile deplasărilor admisibile ale lagărelor, în care scop se utilizează ca deformată dinamică tot o formă proprie de vibrație.

În orice caz, determinarea oscilațiilor forțate pornind de la forme proprii este o aproximație. Trebuie considerate formele de vibrație forțate reale, care, prin definiție, nu pot fi forme proprii, căci acestea din urmă caracterizează mișcarea liberă a sistemului. După părerea lui Klein, analiza oscilațiilor forțate, trecută pînă în prezent pe un plan secundar, va lua în viitor mai multă amploare.

Importanța amplitudinilor oscilațiilor forțate este cu atît mai mare cu cît, conform pct. a) în mod practic pentru aprecierea comportării unei fundații interesează exclusiv valorile amplitudinilor forțate.

Cum structura fundației în cadre reprezintă un sistem continuu cu infinit de multe grade de libertate, pot apărea două fenomene de importanță practică caracteristice unui astfel de sistem, fenomene ce nu pot fi extrapolate din considerarea oscilațiilor forțate ale unui sistem cu un singur grad de libertate, unde relațiile între oscilațiile libere și forțate sînt mult mai simple.

Primul fenomen se referă la repartiția longitudinală a perturbatorului ca mărime și sens. Acești vectori fiind complet aleatorii (normele indică numai valoarea totală), se poate demonstra prin calcul și verifica experimental că, în diversele puncte ale sistemului, se pot obține amplitudini foarte diferite funcție de repartiția perturbatorului.

Al doilea fenomen face posibil, în cadrul ipotezelor liniare, ca răspunsul dinamic la un perturbator în rezonanță cu pulsația sistemului să aibă componente importante de frecvențe inferioare, datorită intervenției amortizării ne-nule.

2.6. Corelarea calculului cu rezultatele experimentale

Nu se poate concepe studiul comportării fundațiilor de mașini cît și proiectarea lor, fără măsurători de vibrații care, judicios interpretate, pot da măsura apropierii calculului de realitate. Sensul acestei confruntări este însă limitat de caracterul aleatoriu al valorilor parametrilor de calcul, după cum se va arăta mai departe.

Verificarea experimentală trebuie înțeleasă numai ca o verificare a condiției că amplitudinile de calcul sînt comparabile cu cele reale; în privința confruntării frecvențelor proprii calculate cu cele măsurate, ea are sens numai pentru cele de rang inferior. Atît montorul, cît și organizația de exploatare a centralelor electrice verifică, destul de frecvent, prin măsurători, comportarea mașinii și a fundației. Aceste organizații trebuie încurajate să trimeată rezultatele proiectantului. Progrese în metodele de calcul nu sînt de așteptat decît dacă calculele se completează cu măsurători de verificare.

Klein arată că sînt necesare trei situații în care ar trebui efectuate măsurători:

1) fundația singură (fără mașină), excitată artificial,

2) fundația cu mașina montată, dar în repaus, excitată artificial;

3) fundația cu mașina în funcțiune.

Modurile proprii ale fundației se pot determina din măsurători în situațiile 1 și 2. Din compararea rezultatelor din aceste două situații s-ar putea indirect trage unele concluzii asupra conlucrării fundație-mașină. Adesea se ridică problema că cercetarea fundației fără mașină ar fi inutilă, întrucît în situația decisivă de exploatare, fundația și mașina constituie totdeauna un tot. Împotriva acestei aserțiuni se poate susține că oscilațiile unui sistem complex se pot sesiza mai ușor, dacă se cunosc datele mai simple pe componenta fundație. Problema de ansamblu nu se poate împinge spre soluționare satisfăcătoare decît treptat, iar inginerul constructor își cercetează mai întîi independent fundația, așa cum inginerul mecanic proiectează și încearcă de sine stătător rotorul turbinei și generatorul. Pași ulteriori îi constituie apoi calculul fundației cu sarcinile fixe ale mașinii și în fine situația 3, în care se măsoară oscilații forțate, excitate de mașină, în condițiile conlucrării dinamice între mașină și fundație. La pornirea și oprirea agregatului, există posibilitatea ridicării curbelor de rezonanță, limitate la valoarea turației de regim.

Totuși, din calculele și experiențele efectuate la ISPE reiese că încercarea și calculul fundației fără mașină nu au legătură cu comportarea ei reală în exploatare, întrucît

— rigiditatea tablierului este puternic suplimentată de mașină, iar

— amplitudinile măsurate pe tablier depind esențialmente de distribuția aleatorie a perturbatorului.

3. PROIECTAREA FUNDAȚIILOR

Prin contrast cu problema calculului dinamic, care are, cum s-a arătat, un caracter determinist, problema proiectării fundațiilor de mașini, ca și a construcțiilor în general, îmbracă un caracter probabilistic, prin faptul că parametrii ce intervin nu sînt determinați prin valori certe, ci cu anumite abateri aleatorii. Insuficiența abordării deterministe a problemei proiectării construcțiilor în general și introducerea de scheme probabilistice constituie o direcție de dezvoltare pentru cercetări străine și românești [22] recente. Aparatul matematic, delicat sub aspect calitativ și extrem de complex sub aspect cantitativ, al teoriei probabilităților face ca introducerea acestor metode în practica proiectării să nu poată fi întrezărită, cel puțin deocamdată. Teoria probabilistică va servi ca metodă de cercetare pentru îmbunătățirea valorilor prescrise în normele de proiectare pentru parametrii de calcul.

În cele ce urmează, caracterul aleatoriu al parametrilor va fi introdus într-un sens simplist, fără dezvoltări matematice speciale.

3.1. Parametrii aleatorii și problema evitării rezonanței la sistemele subacordate

Parametrii ce intervin în determinarea caracteristicilor dinamice sînt : elementele geometrice, masele și rigiditățile. Din acestea, în special ultimele două sînt susceptibile de abateri. Masele se pot considera determinate prin greutățile tehnice uzuale, cu o abatere de ± 10%, așa cum sînt considerate și în Normativul condiționat pentru calculul la stări limită.

Rigiditățile sînt afectate de variații mai importante. Modulul de elasticitate dinamică al betonului intervine cu valoarea medie de 300 000 kg/cm², susceptibilă de o abatere de aproximativ ± 20%, confirmată de încercări nedistructive efectuate la noi în țară pe cinci fundații de turboagregate. Major [25] și Buzdugan [26] propun ± 30%.

Pe de altă parte, momentele de inerție ale lonjeronilor se compun din trei termeni :

$$J_{\text{lonjeron}} = J_{\text{beton}} + n \cdot J_{\text{mașină}} + \Delta J$$

în care

J_{beton} este momentul de inerție al secțiunii nete a lonjeronului

$n \cdot J_{\text{mașină}}$ — influența rigidității mașinii, afectată și ea de variații aleatorii ridicate

ΔJ — suplimentul de moment de inerție provenit din conlucrarea mașină-tablier ; acest supliment este redus sau nul dacă conlucrarea este proastă, dar se poate ridica la cca 13 J_b în cazul unei conlucrări perfecte ; în fine

$n = E_f/E_b$ — coeficientul de echivalență.

Din cele de mai sus rezultă că variația posibilă a momentului de inerție a tablierului este afectată de abateri față de medie de circa ± 80%.

Rigiditatea terenului (caracterizată prin coeficientul de pat C_z sau modulul de elasticitate E_0) se poate considera că variază, grosso-modo, de la simplu la dublu, adică cu ± 33% în jurul valorii medii. Rausch arată [26, p. 101] că situația nu este mai fericită nici în cazul fundațiilor de piloți, ale căror constante elastice variază de la 1 la de 3 ori.

Este clar că, în condițiile descrise, nu este suficient ca analiza dinamică să se efectueze pentru un singur set de valori ale parametrilor (valori medii) ; calculele trebuie făcute și pentru valori extreme, astfel că situațiile de calcul sînt :

a) rigidități și mase minime (rezultînd frecvențele medii) ;

b) rigidități medii și mase medii (rezultînd frecvențele medii) ;

c) rigidități minime și mase maxime (rezultînd frecvențele cele mai coborîte).

În practică se omite adesea calculul cu setul de valori medii. Putem cita cazul unui proiect pentru o fundație importantă, în care proiectantul „a ales" valoarea modulului de elasticitate $E_b = 285\,000$ kg/cm² în loc de valoarea uzuală de 300 000 kg/cm², care ar fi condus la rezonanță.

Această situație se reflectă în spectrul frecvențelor proprii prin aceea că fiecărei frecvențe proprii îi corespunde, nu o valoare discretă (fig. 3 a), ci o bandă în care frecvența de un anumit ordin poate întîmplător să se afle (fig. 3 b). Alți factori agravează aparent situația și anume :

— o dată cu creșterea ordinului i al frecvențelor proprii n_i intervalele între ele tind să crească, adică

$$n_{i+1} - n_i \geqslant n_i - n_{i-1} ;$$

— în același timp, abaterile $\pm \Delta n_i$ ale frecvenței proprii n_i (datorite abaterilor Δu_j ale parametrului) cresc cu rangul i mai repede decît intervalul între frecvențe ;

— dacă frecvența proprie de rang i este funcție de parametrii u_j afectați de abaterile Δu_j, se poate scrie :

$$n_i = n_i\,(u_j \pm \Delta u_j),$$

$$\Delta\, n_i = n_i\,(u_j + \Delta u_j) - n_i\,(u_j - \Delta u_j) = \Sigma\,\frac{\partial n_i}{\partial u_j}\,\Delta u_j,$$

se demonstrează că sensibilitățile $\dfrac{\partial n_i}{\partial u_j}$, ale valorii frecvenței n_i față de variația parametrului u_j, cresc cu rangul i al frecvenței proprii, ceea ce confirmă cele afirmate mai sus.

Pentru (i) suficient de ridicat se realizează deci inegalitatea

$$\Delta n_i \geqslant n_{i+1} - n_i,$$

care arată că tot spectrul, de la frecvența n_i la dreapta, este măturat de intervalele de variație aleatorie ale frecvențelor superioare lui n_i.

În consecință, o dată cu creșterea rangului frecvențelor proprii devine repede foarte dificil și apoi de-a dreptul imposibil să se realizeze intervalul de siguranță normat (± 20%) între frecvența perturbatorului și o frecvență proprie de ordin superior.

Este prin urmare practic imposibil ca, în cazul sistemelor subacordate*, să se demonstreze prin calcul evitarea rezonanței cu un mod superior de vibrație ; fundația trebuie deci calculată la rezonanță, din motive de siguranță. La sisteme supraacordate, aceste considerente nu au importanță. Din motivele arătate, norma românească [18] nu prevede ecartul de ± 20% decît față de frecvența fundamentală. In realitate, situația nu este atît de gravă ; probabilitatea ca să se producă rezonanța cu un mod superior de vibrație scade cu creșterea rangului (i), datorită faptului că sensibilitățile $\dfrac{\partial n_i}{\partial u_j}$ cresc și astfel influența lui Δu_j se manifestă pe o bandă de spectru restrînsă. De asemenea, amortizarea influențează forma curbei frecvențe-amplitudini în sensul că, la amortizare redusă, probabilitatea de rezonanță efectivă este mică, dar cu amplitudini mari, și invers, la amortizare mare, probabilitatea rezonanței efective este mai mare, dar cu amplitudini atenuate.

Forțele dinamice (static echivalente) se calculează conform normelor, pornind de la forțe perturbatoare considerate pentru cazul turbinelor cu aburi

$$F_{\text{pert}} = 0{,}5\, G_{\text{rotor}}.$$

Acestei forțe perturbatoare i se aplică mai întîi coeficientul dinamic a cărui expresie, fără a include amortizarea în ipoteza sistemului cu un singur grad de libertate, este :

$$\mu = \frac{1}{|\,1 - (n_m/n)^2\,|},$$

dar care, pentru rezonanță, este plafonat la valoarea 10 din cauza intervenției amortizării.

Trebuie remarcat că, în considerarea amortizării, apar două concepte :

— amortizarea de material, care plafonează coeficientul dinamic în cazul betonului armat la 25...33 [17] ;

— amortizarea de sistem, introdusă de Ehlers [23], care ține seamă de energia de oscilație disipată în teren prin talpa radierului și care reduce coeficientul dinamic la valoarea 10.

3.2. Considerarea efectului de oboseală

Pentru a obține forța dinamică, pe lîngă coeficientul dinamic, normele [18], [20] aplică forței perturbatoare un coeficient de oboseală unic egal cu 3.

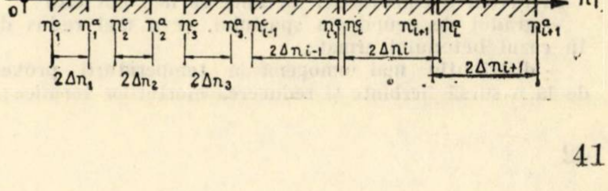
Acest procedeu este criticabil sub două aspecte :

— în primul rînd coeficientul de oboseală trebuie să țină seamă de amplitudinea ciclului, adică trebuie să fie o funcție de $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ și nu o constantă ;

---

* Prin sistem sub- sau supraacordat înțelegem că frecvența proprie a oscilației verticale cea mai apropiată de frecvența de regim a perturbatorului se află sub – respectiv deasupra – frecvenței perturbatorului.

Fig. 3



— în al doilea rînd, aplicarea coeficientului ca multiplicator al sarcinii nu este în principiu corectă, întrucît amplifică artificial efectul dinamic și deformează, în unele cazuri total, suprapunerile de efecte între sarcinile statice și cele dinamice.

Pentru a răspunde acestor neajunsuri, în ISPE se practică obiceiul, expus în lucrarea [24], de a se calcula, după inspiraţia normelor de calculul podurilor, un coeficient de oboseală:

$$\gamma = \frac{2 + \sigma_{min}/\sigma_{max}}{3},$$

care admite o variaţie liniară cu raportul $\sigma_{min}/\sigma_{max}$ și capătă pentru cazurile extreme valorile:

— pentru $\sigma_{min}/\sigma_{max} = -1$ (solicitare statică)...$\gamma = 1$

— pentru $\sigma_{min}/\sigma_{max} = -1$ (solicitare alternantă)...$\gamma = 1/3$

Acest coeficient se aplică la rezistenţa admisibilă astfel că

$$\sigma_{a\ \text{oboseală}} = \gamma \cdot \sigma_a.$$

S-a adoptat astfel un mod de calcul mai raţional și mai economic, în spiritul standardului de calcul al fundaţiilor de mașini.

3.3. Aspecte constructive

Proiectarea unei fundaţii de mașini este una din cele mai îngrădite activităţi ale inginerului constructor.

Mai întîi el trebuie să respecte în mod absolut tema fabricantului sub următoarele aspecte:

— dispoziţia generală a tablierului și stîlpilor;

— piese înglobate, denivelări, goluri, console;

— amplasarea platformelor tehnologice de deservire, gabarite libere etc.

În al doilea rînd, normele impun o serie de cerinţe și recomandă anumite procedee de calcul, reprezentînd experienţa sintetizată în domeniul proiectării, construcţiei și exploatării fundaţiilor de turboagregate. Să examinăm cîteva.

3.3.1. Fisurarea betonului armat

Normele prevăd că dimensionarea secţiunilor se face prin metoda rezistenţelor admisibile [18]. În acest sens, Rausch [2] recomandă ca secţiunile de beton armat să se calculeze ca secţiuni omogene de beton simplu, iar armătura să se pună ca o garanţie suplimentară, pentru a împiedica fisurări din contracţie, curgere lentă, efecte de temperatură etc.

Această condiţie este susţinută de argumentul că structura trebuie să-și păstreze caracterul elastic reversibil în exploatare, mai ales fiind vorba de solicitări dinamice, iar fisurarea reprezintă evident o abatere de la această condiţie.

Raportul între momentul capabil la fisurare al unei secţiuni încovoiate de beton simplu și momentul capabil al aceleiași secţiuni armate cu un procent de armare uzual este de circa 1/3. Rezultă că din cauza restricţiei amintite se folosește aproximativ a treia parte din capacitatea secţiunii armate cu b.a. obișnuit.

3.3.2. Fundaţii metalice. Comparaţie cu betonul armat

Aceste considerente favorizează trecerea la fundaţii metalice, întrucît restricţia de evitare a fisurării nu există la acest material. Această împrejurare reduce sporul de cost al construcţiei metalice.

O altă circumstanţă — masa inferioară — este și ea favorabilă în principiu folosirii metalului.

Prescripţiile [20] cer ca masa inferioară (= masa radierului + masa umpluturii + 1/2 stîlpi) $\geqslant$ masa superioară (= masa suprastructurii + masa mașinii + 1/2 stîlpi) din motive de echilibraj dinamic. Dacă masa suprastructurii se reduce substanţial prin proiectarea pe metal, aceasta se reflectă economic favorabil și în masa inferioară, permiţînd o reducere sensibilă și la acest element.

În favoarea construcţiei metalice se mai pot cita;

— gradul de ocupare a spaţiului, ceva mai redus decît în cazul betonului armat;

— distribuţia mai omogenă a temperaturii provenite de la o sursă fierbinte și reducerea eforturilor termice;

— uzura lagărelor mașinii este întrucîtva mai redusă datorită rigidităţii mai mici a tablierelor metalice [27];

— posibilităţi ușoare de modificări ulterioare ale acordării;

— execuţia mai rapidă.

Se pot cita printre dezavantaje:

— costul mai ridicat al metalului;

— o mai dificilă adaptare la condiţiile de rezemare ale mașinii (denivelările, golurile, crestăturile se execută mai dificil în metal decît în beton armat);

— amplitudini de oscilaţie mai mari datorită rigidităţii mai mici;

— sensibilitatea la deplasări nedorite în timpul montajului agregatului;

— amortizare mult mai mică decît la beton armat; vîrfurile de rezonanţă sînt mai acute; fundaţiile subacordate trebuie să traverseze mai multe vîrfuri de rezonanţă și liniștirea între două vîrfuri succesive este mai slabă; coeficientul dinamic este mai ridicat;

— precizia calculului este îmbunătăţită de cunoașterea mai precisă a modulului de elasticitate al oţelului, dar influenţa rigidităţii mașinii (afectată de mari incertitudini) anulează acest avantaj într-o măsură și mai mare decît la beton armat.

În condiţiile ţării noastre, dezavantajul de cost face prohibitivă execuţia fundaţiilor de turbine metalice.

3.3.3. Rigiditatea radierului [20]

O altă indicaţie constructivă se referă la rigiditatea radierului, pe care norma DIN o prescrie cu o grosime de min. 1/10 din lungimea totală a fundaţiei (fără umpluturi). Cum lungimile fundaţiilor agregatelor de mare putere au crescut foarte mult, fără ca intervalele între stîlpi să fie sensibil mai mari, condiţia constructivă amintită a devenit din ce în ce mai neeconomică și mai lipsită de sens tehnic, în special pentru fundaţii subacordate. În ISPE [28] s-a emis părerea că această condiţie se poate depăși, fără însă a renunţa la condiţia de lestare. Micșorînd grosimile radierelor de b.a. s-au putut realiza soluţii economice la multe fundaţii. Ca urmare a comportării corespunzătoare în exploatare a fundaţiilor cu radiere subţiri, norma românească [18] nu conţine limitări constructive în această direcţie.

3.3.4. Măsuri pentru modificarea ulterioară a acordării

Trebuie amintite o serie de măsuri constructive referitoare la posibilităţile de modificare ulterioară a caracteristicilor dinamice ale fundaţiilor în cazul apariţiei întîmplătoare a rezonanţei; acestea se pot grupa în:

— măsuri pentru modificarea ulterioară a masei și rigidităţilor: secţiuni evitate, mustăţi sau piese înglobate permiţînd manșonări ulterioare sau reducerea secţiunilor, posibilitatea introducerii de stîlpi suplimentari etc.;

— măsuri pentru modificarea legăturilor schemei de calcul: pene în cutii înglobate, articulaţii blocabile sau încastrări transformabile ulterior în articulaţii, împănări în construcţii vecine, cu mijloace uzuale sau prin introducerea de cabluri de post-comprimare etc.

Măsurile constructive pentru modificarea ulterioară a acordării sînt cerute prin prescripţii [18] sau ca recomandare [20]. Totuși, în marea majoritate a cazurilor, aceste măsuri nu găsesc folosire, deoarece, prin calculul expus mai sus, probabilitatea apariţiei amplitudinilor inadmisibile este de obicei eliminată.

3.3.5. Evoluţia proiectării fundaţiilor de mașini în cadre

Primele soluţii de fundaţii de turbine erau blocuri masive cu anumite goluri, necesitate de utilajul tehnologic; această alcătuire conducea la soluţii supraacordate.

O dată cu mărirea puterilor unitare ale agregatelor, necesităţile de spaţiu tehnologic au devenit mai însemnate, condiţionînd o reducere în continuare a dimensiunilor elementelor fundaţiilor, ceea ce conduce la structuri subacordate.

Supleţea dimensiunilor unei fundaţii se poate caracteriza cantitativ prin „coeficientul de fineţe", definit ca raportul între volumul prismei circumscrise fundaţiei și volumul ocupat efectiv de elementele fundaţiei.

COEFICIENŢI DE FINEŢE PENTRU DIVERSE FUNDAŢII DE TURBOGENERATOARE

TABELA 2

Nr. crt.	CENTRALA	PUTEREA GRUPULUI	FURNIZORUL GRUPULUI	PROIECTANTUL FUNDAŢIEI	VOLUMUL PRISMULUI CIRCUMSCRIS (m^3)	VOLUMUL OCUPAT DE STRUCTURĂ	COEFICIENT DE FINEŢE	OBS.
1	CET-COMĂNEŞTI	2 MW	A.E.G. (R.F.G.)	A.E.G. (R.F.G.)	170	80,5	2,11	Fundaţie supraacordată
1a.	CET POLITEHNICA	”	” ”	I.S.P.E. (Buc.)	406	88,5	4.61	” subacordată
2	CET BUZĂU, DEJ,	6 MW	UCMR (R.S.R.)	I.S.P.E. (Buc.)	905	172	4,02	” subacordată
3	CET DOICEŞTI	25 MW	ŠKODA (R.S.C.)	E.G.P. (Praga)	1816	1110	1,63	” supraacordată
4	?	?	? (R.F.G.)	Schrader (R.F.G.)	469	236	1,98	” subacordată
5a	PROIECT REFOLOSIBIL	50 MW	UCMR (R.S.R)	I.S.P.E (Buc.)	2240	768	2,92	Fundaţie subacordată fundare cota -3,00
5b	” ”	” ”	” ”	” ”	2450	793	3,09	idem fundare cota -4,00
5c	” ”	” ”	” ”	” ”	2650	818	3,23	” ” ” -5,00
5d	” ”	” ”	” ”	” ”	2860	854	3,34	” ” ” -6,00
6	CET BORZEŞTI, DEVA	200 MW	L. Z. P. (U.R.S.S.)	I.S.P.E (Buc.)	4100	1614	2,54	Fundaţie subacordată
7	CET ROVINARI	200 MW	ERSTE BRÜNNER (R.S.C.)	E.G.P. (Praga)	6950	1904	3.65	” ”
8	?	200 MW	? (MAREA BRITANIE)	DAVIES, CRAWFORD & PARTNERS (MAREA BRITANIE)	2820	1026	2,75	” ”
9	CET-CRAIOVA-EXTINDERE	345 MW	SCHNEIDER-RATEAU (FRANŢA	VIBRU-DUPONT (Paris)	7980	1873	4,28	” ”

Din definiţie, rezultă că fineţea unei fundaţii masive este 1, iar a unei fundaţii în cadre este supraunitară.

În tabela 2 se disting:

— fundaţii pentru agregate mici supraacordate cu coeficienţi de fineţe între 1,6 şi 2,5;

— fundaţii pentru agregate mari subacordate cu coeficienţi de fineţe peste 2,5 (pînă în jur de 4).

Proiectarea fundaţiilor subacordate de mare putere în ISPE a condus la concluzia că datele privind consumurile de materiale (oţel-beton şi beton armat) indicate de Rausch [2] sînt cu totul acoperitoare; indicii reali, stabiliţi pe lucrări executate, sînt inferiori celor din lucrarea citată.

4. CONCLUZII

Faptul că, în calculul dinamic al fundaţiilor în cadre, parametrii sînt precizaţi cu abateri adesea foarte mari (±80% la momentul de inerţie al maşinii), precum şi că, o dată cu progresul general, există slabe speranţe că aceste abateri se vor reduce la valori mai restrînse, fac ca elementul aleatoriu să capete o pondere mult mai importantă decît într-o problemă uzuală de calcul al unei construcţii.

Metoda actuală de proiectare (în care se introduc două ipoteze cu valori extreme ale parametrilor) rezolvă întrucîtva dilema, în lipsa unei metode mai evoluate, într-un mod relativ rudimentar.

Apar necesare cercetări bazate pe metode statistice, care să precizeze cantitativ probabilitatea apariţiei unei anumite stări a sistemului, permiţînd în consecinţă restrîngerea intervalului considerat periculos.

Pentru modelele cu mase discrete, cît şi pentru cele cu mase distribuite (cadre), se impune îmbunătăţirea eficienţei calculului coeficienţilor de influenţă prin programare la maşina electronică.

Pentru modelul plan longitudinal cu mase distribuite, dar cu elasticităţi de compresiune de asemenea distribuite, se impune clarificarea modului de soluţionare a unui sistem de două ecuaţii diferenţiale liniare de ordinul IV cu coeficienţii variabili; dacă soluţiile se pot găsi într-o formă convenabilă, utilizarea lor ar permite şi considerarea unor ipoteze mai evoluate asupra elasticităţii terenului decît ipoteza simplistă a coeficientului de pat.

Calculul ar fi mult mai complet, dacă s-ar trece de la modelul plan longitudinal la un model spaţial. Acest salt calitativ va necesita perfecţionări de calcul în sensul arătat, dar, evident, mult mai complicate, din cauza introducerii unei dimensiuni în plus.

Abia după ce problemele amintite vor fi rezolvate şi vor intra în practica proiectării, se va putea afirma că analiza dinamică a fundaţiilor de maşini în cadre a ajuns la un nivel de certitudine comparabilă cu a calculelor elementelor curente de construcţii.

Bibliografie

[1] Lorenz H. : *Grundbau-Dynamik*, Berlin, Springer-Verlag, 1960

[2] Rausch E. : *Maschinenfundamente und andere dynamisch beanspruchte Baukonstruktionen*, Düsseldorf, VDI-Verlag, 1959.

[3] Ehlers G. : *Ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung der Schwingungen von Turbinenfundamenten*. Beton und Eisen, 1929, p. 409, 432

[4] Geiger I. : *Berechnung der Schwingungserscheinungen an Turbodynamos*, VDI-Zeitung vol. 66/1922, p. 667 şi vol. 67/1923.

[5] Schrader K. H. : *Schwingungsberechnung eines Turbinefundamentrahmens nach der Formänderungsmethode mit Berücksichtigung der Baugrundelastizität*. Der Bauingenieur, 35/1960, p. 329...357.

[6] Klein G. : *Entwicklung und Stand der Berechnung von Fundamenten für Dampfturbosätze*. Die Bautechnik, iunie 1966, p. 192...195; aug. 1966, p. 284...257.

[7] Klotter K. : *Technische Schwingungslehre*, (2 vol), Berlin, Springer-Verlag 1960.

[8] Hohenemser K., Prager W. : *Dynamik der Stabwerke*. Berlin, Springer-Verlag, 1933.

[9] Weber H. : *Über das gemeinsame Schwingungsverhalten von Welle und Fundament bei Turbinenanlangen*. VDI-Berichte, nr. 48/1961, p. 55.

[10] Doeinck E. : *Einführung in die technische Schwingungslehre für Bauingenieure*. Hannover, Wissenschaftliche Verlagsanstalt, 1930.

[11] Kolousek V. : *Baudynamik der Durchlaufträger und Rahmen*. Leipzig, Fachbuchverlag, 1953.

[12] Smirnov A.F. : *Stabilitatea statică şi dinamică a construcţiilor*. Bucureşti. Ed. tehnică a transporturilor, 1951.

[13] Snitco N. K. : *Dinamica construcţiilor*. Bucureşti, Editura Tehnică, 1962,

[14] Bolotin V.V. : *Dinamiceskii ustoicivosti uprughii sistemî*. Moscova, 1962.

[15] Klein G. : *Dynamische Berechnung von Turbinenfundamenten*. Berlin, Verlag von W. Ernst u. Sohn, 1965.

[16] Geréb T. : *Contribuţii la calculul fundaţiilor în cadre ale maşinilor rotative — o metodă generală pentru rezolvarea algebrică a ecuaţiilor diferenţiale cu coeficienţi variabili*. volumul: A 4-a Sesiune de comunicàri tehnico-ştiinţifică a ISPE, Buc. 1965, E. ISPE.

[17] Mazilu P. : *Curs de Dinamica şi Stabilitatea Construcţiilor*. Facultatea de Construcţii Civile şi Industriale din Bucureşti, 1965.

[18] STAS 7206–65 : *Fundaţii de maşini*. Prescripţii generale de proiectare.

[19] Timoshenko S.P. : *Théorie des Vibrations*. Paris, 1949.

[20] DIN 4025 : *Stützkonstruktionen für rotierende Maschinen*. 1955.

[21] Rausch E. : *Zür elektronischen Berechnung von Dampfturbinenfundamenten*, Bauingenieur, 39/1964, p. 383.

[22] Sandi H. : *Contribuţii la problema dimensionării structurilor*. Teză de Doctorat, prezentată la 01.12.1966 la Facultatea de Construcţii Civile şi Industriale din Bucureşti.

[23] Ehers G. : *Der Baugrund als Federung in schwingenden Systemen*. Beton und Eisen, vol. 41/1942, p. 197...203.

[24] Geréb T. : *O metodă raţională pentru calculul armăturii fundaţiilor pentru maşini rotative*, 1960.

[25] Major A. : *Berechnung und Planung von Maschinenfundamenten*. Berlin, Akademie-Verlag, 1961.

[26] Buzdugan G. : *Fundaţii de maşini*. Bucureşti, Edit. Tehnică, 1959.

[27] Simon G. : *Untersuchungen an Turbogeneratoren auf Stahlfundamente*. Stahlbau, 1960, nr. 1.

[28] Geréb T. : *Dimensionarea raţională a grosimilor radierelor fundaţiilor maşinilor rotative*. ISPE, 1961.

Încălzirea halelor industriale cu panouri radiante

Ing. A. Stănescu, ing. L. Lăzărescu, ing Florence Diaconescu
I.C.M.P.C. I.N.C.E.R.C. I.P.I.M.P.C.

A. DESCRIEREA INSTALAŢIEI

Fabrica de armături neferoase şi echipament metalic (FANEM) este una din realizările cele mai importante din ultimii ani din ţara noastră. În modernul sector industrial al Bucureştiului — Militari — clădirea se distinge printr-o linie arhitectonică elegantă. Fabrica dispune de maşini şi instalaţii tehnologice la cel mai înalt nivel tehnic.

Faţă de importanţa acestei fabrici se impunea ca şi confortul pe timpul friguros să fie superior celui obişnuit. Acesta este motivul pentru care s-a adoptat încălzirea cu panouri radiante la 53% din suprafaţa halei (anexa I). Pentru restul suprafeţelor, care necesitau o ventilaţie importantă la secţiile turnătorie (*E*), şlefuitorie (*D*) şi acoperiri metalice (*C*) s-au adoptat soluţii corespunzătoare de încălzire cu aer cald, preparat descentralizat în aeroterme obişnuite. De asemenea din motive de economie, depozitul (*B*) s-a încălzit tot cu aeroterme.

Suprafaţa încălzită cu panouri radiante este de 19 000 m², iar volumul corespunzător 145 000 m³. Pierderile de căldură ale secţiei respective de prelucrări mecanice, inclusiv cele prin ventilaţie naturală, deci sarcina de încălzire a instalaţiei cu panouri radiante, sînt de 2,6 mil. kcal/h, adică 18 kcal/m³.

Pentru preluarea acestei sarcini s-au montat benzi radiante în suprafaţă totală de 3 600 m². S-au prevăzut fîşii lungi de 32 şi 44 m, montate două cîte două de o parte şi de alta a luminatoarelor, la înălţimea de 5,6 m faţă de pardoseală, adică deasupra grinzilor rulante. Lăţimea panourilor este de 940 mm (anexa I). Pe partea superioară, panourile sînt izolate cu un strat de 40 mm vată minerală.

Legătura între ţevi şi panourile de tablă se face cu bride. Ţevile în număr de cinci sînt montate sub panouri, care la rîndul lor sînt suspendate articulat de talpa inferioară a fermelor metalice ale construcţiei, astfel ca dilatarea să nu fie împiedicată. Distribuitorul şi colectorul panoului sînt legate la instalaţie prin racorduri compensatoare de dilataţie. Distribuţia energiei termice este de tip Tichelmann.

Pentru a prelua o parte din pierderea de căldură prin ferestre, care la această construcţie constituie de fapt întregul perete exterior, s-au prevăzut pe grinda soclu a peretelui exterior corpuri statice de încălzire legate în serie cu panourile radiante.

Agentul încălzitor este apa fierbinte din reţeaua de termoficare a oraşului, cu temperatura variabilă pe ducere şi întoarcere, funcţie de temperatura aerului exterior. La —19°C temperatură exterioară, parametrii reţelei sînt 150/ /70°C. Agentul încălzitor este distribuit prin intermediul unui punct termic prevăzut cu aparate de măsură, control şi siguranţă, cu distribuitor şi colector.

B. CALCULUL TERMIC AL PANOULUI RADIANT

Calculul termic al panoului radiant înseamnă de fapt determinarea temperaturii medii a panoului şi apoi a fluxului de căldură către mediul ambiant.

Formula de bază a fost stabilită de Gröber şi dă variaţia temperaturii într-o bară de lungime finită, care la un capăt are o temperatură constantă. Bara cedează căldură numai pe feţele laterale. Se neglijează pierderea de căldură prin suprafaţa frontală (fig. 1).

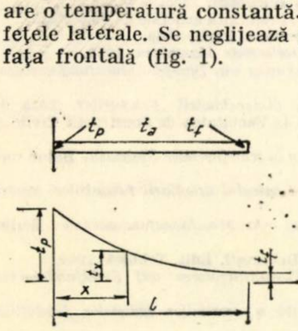


Fig. 1. Variaţia temperaturii într-o bară finită

Formula generală este:

$$t_x = \frac{ch\,[m\,(l - x)]}{ch(\,ml)}\,(t_p - t_a) + t_a\,, \tag{1}$$

iar pentru temperatura finală cînd $x = l$ şi $ch = 1$, formula (1) devine:

$$t_f = \frac{1}{ch\,(ml)}\,(t_p - t_a) + t_a \tag{2}$$

în care:

t_p este temperatura peretelui (°C)

t_x — temperatura barei la distanţa x de perete (°C)

t_a — temperatura aerului înconjurător (°C)

l — lungimea barei (m)

mx sau ml — o mărime fără dimensiune care exprimă gradul de răcire a barei

ch — cosinus hiperbolic.

Temperatura medie a barei — care de fapt interesează în practică — rezultă din integrarea ecuaţiei (1) înmulţită cu $dx : l$ adică $\frac{1}{l}\int_0^l t_x\,dx$, a cărei rezolvare dă:

$$t_m = \frac{th\,(ml)}{ml}\,(t_p - t_a) + t_a\,. \tag{3}$$

În această formulă th reprezintă tangenta hiperbolică Expresia lui m este

$$m = \sqrt{\frac{\alpha\,U}{\lambda\,F}} \tag{4}$$

în care:

α este coeficientul de transmisie a căldurii de pe suprafaţa laterală a barei la aer (kcal/m² h°C)

U — perimetrul secţiunii barei (m)

λ — conductibilitatea termică a materialului (kcal/mh°C)

F — secţiunea barei care conduce căldura (m²).

În cazul practic al panoului radiant de forma celui din anexa I, calculul temperaturii medii se va face pentru două situaţii şi anume pentru fîşia de margine şi pentru fîşia intermediară.

1. Cazul fîşiei de margine neizolată (fig. 2).

Formula (2) din cazul general devine:

$$t_f = \frac{1}{ch\,(ml)}\,(t_p - t_a) + t_a\,, \tag{5}$$

iar formula (3) devine:

$$t_m = \frac{th\,(ml)}{ml}\,(t_p - t_a) + t_a\,. \tag{6}$$

În cazul de faţă α reprezintă coeficientul total (convecţie + radiaţie) de transfer al căldurii celor două feţe $b.\,l$ ale tablei la aer. Feţele $a.\,l$ nu pierd căldură, fiind vorba de o fîşie curentă din lungimea benzii, iar pierderea prin suprafaţa $a.b$ se neglijează după cum s-a arătat mai sus.

În cazul acesta $U = 2\ b$ şi $F = ab$ astfel că formula (4) devine:

$$m = \sqrt{\frac{2\,\alpha}{a\,\lambda}}. \tag{7}$$

2. Cazul fişiei de margine izolate (fig. 3)

Se observă că în acest caz placa pierde căldură pe faţa inferioară direct la aer, adică intervine coeficientul α ca mai sus, iar pe partea superioară pierde căldură prin intermediul stratului izolator, adică intervine :

$$\varkappa = \frac{1}{\dfrac{c}{\lambda_i} + \dfrac{1}{\alpha_i}} \text{ kcal/m}^2\text{ h°C} \tag{8}$$

în care :

c este grosimea izolaţiei (m)
λ_i — conductibilitatea stratului izolator (kcal/mh°C)
α_i — coeficientul de transfer caloric al suprafeţei izolaţiei (kcal/m²h°C).

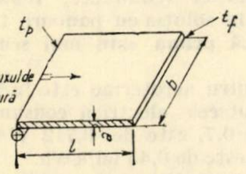


Fig. 2. Fişia de margine neizolată

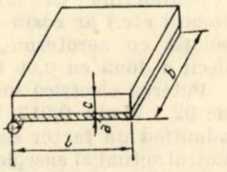


Fig. 3. Fişia de margine izolată

În acest caz se modifică expresia lui m care devine

$$m = \sqrt{\frac{\alpha + \varkappa}{a\,\lambda}}. \tag{9}$$

Pentru temperatura medie se aplică ecuaţia (6), iar pentru temperatura finală, dacă aceasta interesează, ecuaţia (5).

3. Cazul fişiei de mijloc (fig. 4)

În cazul acesta este vorba de o placă cu două surse de căldură opuse, dar de aceeaşi temperatură. Kalous a extins formula generală şi la acest caz, numai că în loc de t_f se obţine acum temperatura la jumătatea plăcii şi anume :

$$t_{l/2} = \frac{1}{ch\left(m\dfrac{l}{2}\right)}(t_p - t_a) + t_a \tag{10}$$

şi pentru temperatura medie :

$$t_m = \frac{th\left(m\dfrac{l}{2}\right)}{m\dfrac{l}{2}}(t_p - t_a) + t_a. \tag{11}$$

Se înţelege că şi în acest caz m va avea expresia (9).

Dacă întîmplător $l : 2$ din ecuaţiile (10) şi (11) are aceeaşi valoare numerică cu l din ecuaţiile (5) şi (6), atunci t_f coincide cu $t_{l/2}$. Aceasta este consecinţa ipotezei admise de la început în cazul barei finite cu o singură sursă, şi anume neglijarea pierderii de căldură prin suprafaţa frontală. Dacă se ia în consideraţie şi această pierdere de căldură, ecuaţia (2) se complică, ceea ce pentru cazurile practice nu prezintă interes.

4. Temperatura medie a întregului panou (fig. 5)

Pentru determinarea temperaturii medii a întregului panou se ia media aritmetică ponderată a temperaturilor medii ale fişiilor marginale şi de mijloc.

În cazul figurii 4, temperatura medie a panoului este :

$$t_M = \frac{t_{m1}\,l_1 + t_{m2}\,l_2}{l_1 + l_2}. \tag{12}$$

5. Fluxul de căldură al panoului radiant

Panoul cedează căldură mediului înconjurător prin cele două feţe ale sale — inferioară şi superioară.

Fluxul de căldură cedată în jos este dat de expresia :

$$q_{inf} = \alpha\,(t_M - t_a) \text{ kcal/m}^2h, \tag{13}$$

în care :

$$\alpha = \alpha_{conv} + \alpha_{rad} \text{ kcal/m}^2\text{h°C}$$

Căldura cedată în sus este :

$$q_{sup} = \varkappa\,(t_M - t_a) \text{ kcal/m}^2\text{h}, \tag{14}$$

în care :

$$\varkappa = \frac{1}{\dfrac{c}{\lambda_i} + \dfrac{1}{\alpha_i}} \text{ kcal/m}^2\text{h°C}$$

cu semnificaţiile de la cap. B, pct. 2.

C. EXEMPLU NUMERIC

Ca aplicaţie numerică se consideră panoul arătat în anexa I, care este reprezentat schematic în figura 6, dimensiunile fiind în milimetri.

În afara dimensiunilor geometrice, celelalte date ale problemei sînt :

— temperatura aerului interior $t_a = 18°$ C

— agentul termic este apa fierbinte cu temperatura medie $(150+70) : 2 = 110°$ C

— izolaţia termică a panoului are $\lambda_i = 0{,}05$ kcal/mh° C.

Se determină mai întîi elementele necesare pentru stabilirea lui m din formula (9).

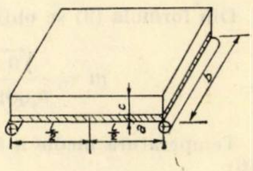


Fig. 4. Fişia de mijloc

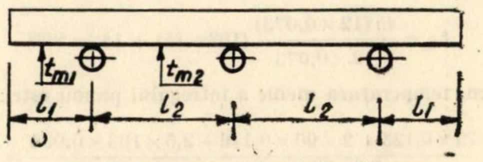


Fig. 5. Temperatura medie a întregului panou

Coeficientul de transfer al căldurii de la faţa inferioară a panoului la aer α este de fapt suma :

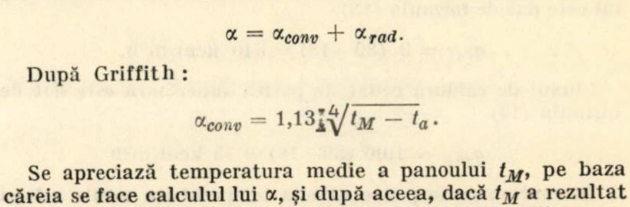
$$\alpha = \alpha_{conv} + \alpha_{rad}.$$

După Griffith :

$$\alpha_{conv} = 1{,}13\sqrt[4]{t_M - t_a}.$$

Se apreciază temperatura medie a panoului t_M, pe baza căreia se face calculul lui α, şi după aceea, dacă t_M a rezultat diferit de cel presupus, se reia calculul prin aproximaţii succesive pînă se obţin valori identice sau destul de apropiate.

Fig. 6. Reprezentarea schematică a panoului



Se apreciază $t_M = 90°\,C$ și atunci :

$$\alpha_{conv} = 1{,}13\sqrt[4]{90-18} = 3{,}3\ \text{kcal/m}^2\text{h°C}.$$

Coeficientul de radiație este dat de cunoscuta formulă

$$\alpha_{rad} = C\,\frac{\left(\frac{T_M}{100}\right)^4 - \left(\frac{T_a}{100}\right)^4}{t_M - t_a}$$

în care T_M și T_a reprezintă temperatura medie a panoului, respectiv a aerului interior exprimată în °K, iar C este coeficientul de emisie al suprafeței metalice a panoului. Considerînd panoul vopsit cu minium de plumb, se adoptă $C = 4$ kcal/m²h (°K)⁴.

$$\alpha_{rad} = 4\,\frac{3{,}63^4 - 2{,}91^4}{90-18} = 5{,}68\ \text{kcal/m}^2\text{h°C}.$$

Rezultă :

$$\alpha = 3{,}3 + 5{,}68 \cong 9\ \ \text{kcal/m}^2\text{h°C}.$$

Mai departe se determină coeficientul de transmisie a căldurii de la panou la aer prin fața superioară izolată. Aplicînd formula (8), rezultă

$$\varkappa = \frac{1}{\frac{1}{7} + \frac{0{,}04}{0{,}05}} = 1{,}06\ \text{kcal/m}^2\text{h°C}.$$

Din formula (9) se obține :

$$m = \frac{\sqrt{9 + 1{,}06}}{0{,}00125 \times 56} = 12\ \text{m}^{-1}$$

Temperatura medie a fișiei marginale rezultă din formula (6)

$$t_m = \frac{th\,(12 \times 0{,}123)}{12 \times 0{,}123}\,(108-18) + 18 = 73°\text{C}.$$

S-a luat căderea de temperatură de la agentul încălzitor la țeavă de 2° C.

Temperatura medie a fișiei de mijloc rezultă din aceeași formulă :

$$t_m = \frac{th\,(12 \times 0{,}073)}{12 \times 0{,}073}\,(108-18) + 18 = 90°\text{C}.$$

Acum, temperatura medie a întregului panou este :

$$t_M = \frac{73 \times 0{,}123 + 2 \times 90 \times 0{,}146 + 2{,}5 \times 108 \times 0{,}034}{0{,}123 + 2 \times 0{,}146 + 2{,}5 \times 0{,}034} = 89\ °\text{C}$$

La calculul lui α s-a presupus $t_M = 90°$ C, ceea ce este destul de apropiat de valoarea rezultată.

Fluxul de căldură cedat de partea inferioară a panoului este dat de formula (13)

$$q_{inf} = 9\ (89-18) = 640\ \ \text{kcal/m}^2\text{h}.$$

Fluxul de căldură cedat de partea superioară este dat de formula (14)

$$q_{sup} = 1{,}06\ (89-18) = 75\ \text{kcal/m}^2\text{h}$$

În continuare se poate calcula temperatura medie a feței superioare a izolației din relația

$$75 = 7\,(t_{sup} - 18),$$

din care rezultă

$$t_{sup} = 28{,}7°\ \text{C}.$$

D. ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE

În analiza tehnico-economică se va face comparație cu sistemul de încălzire cu aer cald prin aeroterme, comparația fiind imediată, deoarece restul instalației s-a executat în această soluție. Toate valorile se vor raporta la kilocaloria instalată.

A rezultat că investiția globală (aeroterme + panouri radiante + suprafețe statice) este de:

0,34 lei/kcal.

Din totalul de 8 mil kcal/h, panourile radiante acoperă 2,6 mil, iar restul de 5,4 mil sînt acoperite de aeroterme și suprafețe statice.

Extrăgînd din devizul lucrării, pe de o parte, valoarea panourilor radiante și, pe de alta, valoarea aerotermelor plus a registrelor, se constată că costul specific al aparatelor propriu-zise, care cedează căldură, este :

— 0,25 lei/kcal pentru panouri radiante ;

— 0,19 lei/kcal pentru aeroterme și suprafețe statice.

Se menționează că suprafețele statice reprezintă 1,5 % din valoarea devizului, astfel că se poate considera cu destulă aproximație că 0,19 lei/kcal poate reprezenta costul aerotermelor. În calculul de mai sus s-a neglijat costul instalației electrice pentru aeroterme, care este sub 0,01 lei/kcal.

Considerînd că restul instalației (conducte, robinete, izolații etc.) ar costa la fel, fie în soluția cu panouri, fie în soluția cu aeroterme, rezultă că prima este mai scumpă decît a doua cu 0,06 lei/kcal.

Puterea electrică instalată pentru aeroterme este în total de 92 kW sau 0,017 W/kcal. Puterea electrică consumată, admițînd un factor de cerere de 0,7, este de 0,712 W/kcal. Costul actual al energiei electrice este de 0,45 lei/kWh.

Surplusul de 0,06 lei/kcal la investiție este acoperit de costul energiei electrice pentru funcționarea aerotermelor în

$$z = \frac{0{,}06}{0{,}000012 \times 0{,}45} = 11\,000$$ ore de funcționare, ceea ce,

la un regim de două schimburi și 174 zile/an, reprezintă patru ani, deci, între cele două soluții, cea cu panouri radiante este mai scumpă ca investiție, dar diferența se amortizează în patru ani pe seama economiei de energie electrică.

În ceea ce privește consumul de metal, el este de circa trei ori mai mare la panouri decît la aeroterme.

Exploatarea în cazul panourilor radiante este net simplificată față de aeroterme, care au piese în mișcare.

Panourile nu cer decît să fie ferite de îngheț, în timp ce aerotermele pot prezenta în plus defecțiuni mecanice și electrice. Pentru rețeaua de termoficare, care cere o anumită temperatură maximă a apei pe conducta de întoarcere, panourile prezintă avantaj față de aeroterme, în sensul că ele pot asigura această temperatură, funcționarea lor fiind de 100 %. În ceea ce privește aerotermele, exploatarea arată că nu pot fi menținute în funcțiune decît 70—80 % din ele, ceea ce are repercusiuni negative asupra funcționării rețelei de termoficare prin creșterea temperaturii apei de întoarcere în rețea.

Consumul de energie termică este mai redus în cazul panourilor radiante, datorită faptului că pe verticală temperatura aerului este aproape constantă. În cazul încălzirii cu aer cald, pentru a asigura temperatura necesară în zona ocupanților, la partea superioară se stabilește o temperatură mai ridicată, ceea ce face să crească pierderile de căldură. În calculul pierderilor de căldură, la sistemul cu panouri radiante, nu se adaugă sporul pentru înălțime ca în cazul sistemului cu aer cald. Pe de altă parte, la sistemul cu panouri radiante, la o temperatură mai scăzută a aerului de 12...15° C, deci la pierderi de căldură reduse, se obține un confort ridicat corespunzător la 15...18° C, temperatura aerului.

În sfîrșit, un alt avantaj tehnic al sistemului de încălzire cu panouri radiante constă în faptul că prin amplasarea lor la partea superioară a încăperii nu împiedică în nici un fel instalațiile tehnologice. De altfel, la FANEM, și celelalte instalații (electrice, de forță, apă și aer comprimat) sînt distribuite pe sus, astfel că lasă libertate deplină amplasării utilajelor tehnologice și eventualei schimbări a lor.

E. REZULTATUL CERCETĂRILOR ȘI MĂSURĂTORILOR

Cercetările și măsurătorile efectuate asupra panourilor metalice radiante au avut drept scop să arate dacă rezultatele obținute în exploatare confirmă performanțele scontate în proiectare asupra emisiei calorice radiante a panourilor, precum și condițiile de climat interior realizat în hale.

Măsurătorile asupra instalației s-au efectuat cu ajutorul instrumentelor de măsură, ca: termometru electronic și termocuple cu galvanometru pentru măsurarea temperaturilor suprafețelor (ale panourilor, ale pardoselii etc.), sondă de radiație pentru măsurarea intensității radiante la 1,5 m înălțime de la pardoseală, termografe pentru măsurarea temperaturii aerului etc.

În anexa II sînt reprezentate temperaturile realizate de panoul cu țevi prinse cu bride de ecranul radiant, la diverse temperaturi ale agentului termic (apă fierbinte), începînd de la temperatura de 84 °C pînă la 143 °C. Aceste măsurători s-au efectuat în laborator asupra unui tronson de panou de 2 m lungime, astfel că s-a putut varia temperatura agentului termic după voie. Din figură se poate vedea că diferența de temperatură între ecran și țevi crește cu cît temperatura agentului crește. De exemplu, la temperatura de 84 °C a agentului termic, această diferență este de 19°C, iar la 143 °C ea a ajuns la 41° C la același panou.

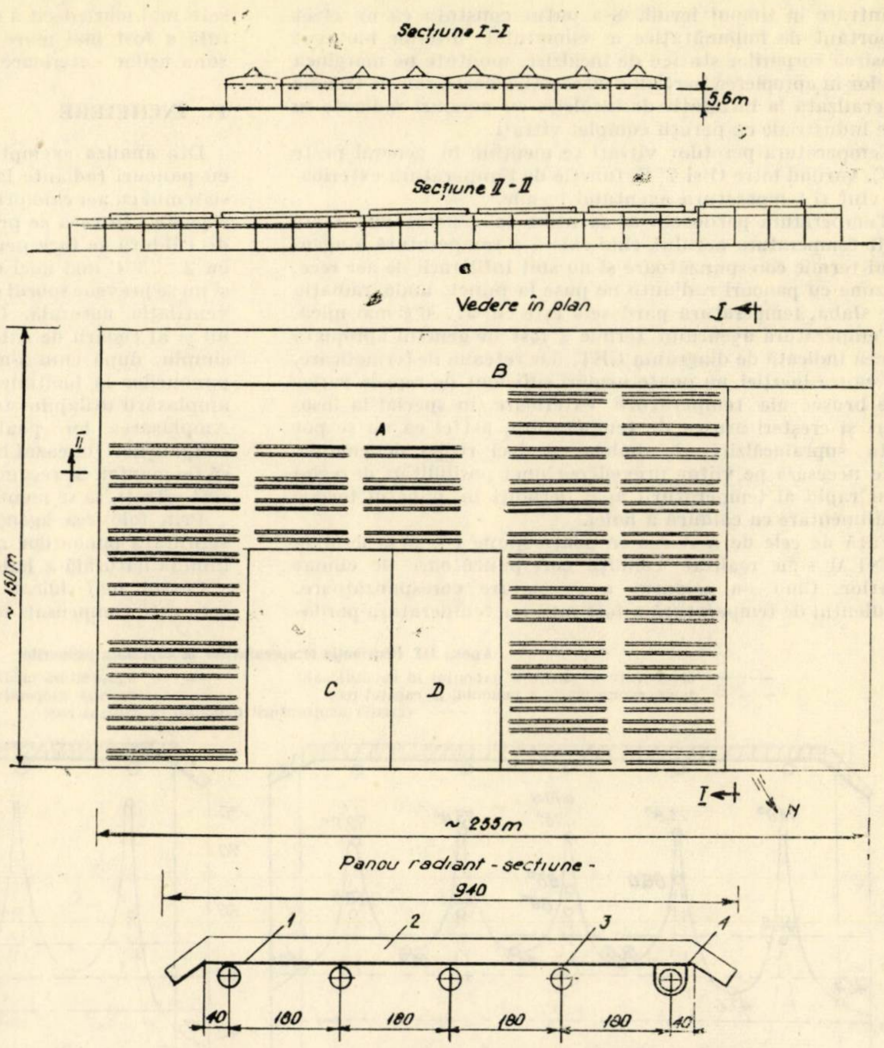
În anexa III sînt reprezentate cîteva exemple de diagrame ale temperaturilor măsurate la instalații în funcțiune la FANEM și FMUAB. Temperatura ecranului radiant față de aceea a țevilor depinde în mare măsură de contactul între țeavă și ecran, deci de calitatea execuției. La panouri incorect executate transmisia căldurii de la țeavă la ecran se face mai slab și ecranul are temperatura mult mai scăzută decît la panourile bine executate, fapt care iese în evidență la măsurători prin forma alungită a diagramei. În figurile din anexa III, temperaturile măsurate la capătul de intrare a apei fierbinți în panou sînt reprezentate cu linie plină, iar la cel de ieșire cu linie punctată. Distanța între cele două curbe arată cît de activă este circulația agentului termic în țevi și totodată dacă instalația este corect reglată.

Fluxul de căldură cedat de panouri a fost în general superior celui calculat prin proiect.

Măsurătorile de intensitate a radiației, efectuate în hală la înălțimea de 1,5 m pentru temperatura apei fierbinți $t_i = 100°C$, au avut valori între 10,32 și 15 kcal/m^{2}h, valorile maxime măsurate sub unele panouri au fost de 22,30 kcal/m^{2}h, iar cele minime 6,02 kcal/m^{2}h. Valorile intensităților de radiație măsurate au fost sub cele din proiect, care de altfel au fost calculate pentru 150/70°C temperatura apei fierbinți corespunzătoare la —19° C temperatură exterioară.

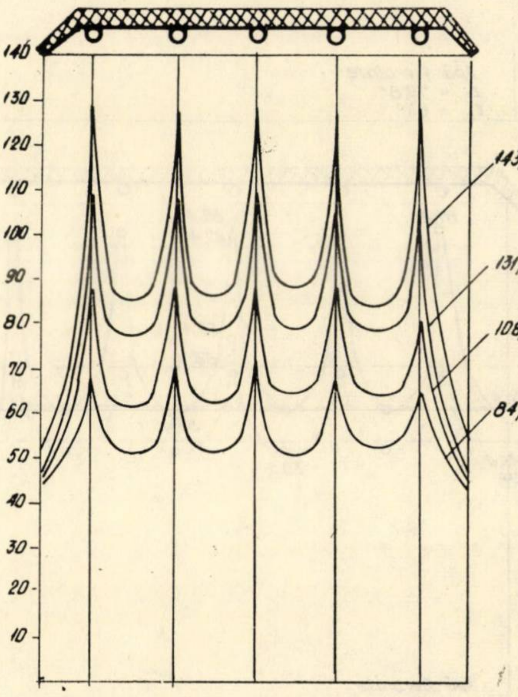
Valori mai reduse ale variației s-au găsit la secția sculărie și depozitul intermediar, fapt care arată că reglajul instalației (deși este distribuție Tichelmann) nu este încă perfect pus la punct pe diversele ramuri interioare. Valoarea de 22 kcal/m^{2}h atinsă de radiație în unele puncte este o valoare maximă admisă pentru temperatura de 18° în hală.

În privința climatului interior realizat în hală, s-a ținut seamă, pe lîngă temperatura aerului interior, și de aceea a suprafețelor interioare ale clădirii: pardoseală, pereți, plafon etc., inclusiv temperatura corpurilor încălzitoare. În anexa IV sînt reprezentate diagramele temperaturilor aerului în trei puncte din hală, temperatura exterioară, viteza vîntului, strălucirea soarelui și temperatura agentului termic reală și cea conform diagramei CET care ar fi trebuit realizată. Temperatura în punctul 1 s-a măsurat într-o zonă cu infiltrații de aer rece de la uși. S-a ales special o perioadă de timp cînd a existat simultaneitate între temperatura exterioară scăzută (—5° C) și vînt foarte puternic (viscol) cu viteza de 10—18 m/s. În această perioadă, temperatura în hală a scăzut sub 18° C (cca prescrisă prin proiect) pînă la circa 12° C. În zona din apropierea ușilor, unde au fost infiltrații puternice de aer rece, climatul a fost parțial necorespunzător în zilele cu vînt puternic. Rezultă ca necesară protecția ușilor cu sasuri



Anexa I. Fabrica de armături neferoase și echipament metalic (F.A.N.E.M.)

Anexa II. Temperatura la suprafața panoului la diverse temperaturi ale apei fierbinți. Încercare în laborator



la intrare în timpul iernii. S-a putut constata că un efect important de îmbunătățire a climatului interior l-a avut folosirea corpurilor statice de încălzire, montate pe marginea halelor în apropierea pereților vitrați și această soluție trebuie generalizată la instalații de încălzire cu panouri radiante în hale industriale cu pereții complet vitrați.

Temperatura pereților vitrați se menține în general peste O° C, variind între O și 7° C, funcție de temperatura exterioară, vînt și temperatura agentului termic.

Temperatura pardoselii se menține în general mai mare decît temperatura aerului, cînd există o temperatură a agentului termic corespunzătoare și nu sînt infiltrații de aer rece. În zone cu panouri radiante ne puse la punct, unde radiația este slabă, temperatura pardoselii este cu 5...6°C mai mică.

Temperatura agentului termic a fost în general apropiată de cea indicată de diagrama CET, dar rețeaua de termoficare, din cauza inerției, nu poate urmări suficient de repede variațiile brusce ale temperaturii exterioare, în special la însoleieri și creșteri brusce de temperatură, astfel că nu se pot evita supraîncălziri ale halelor și deci risipa de energie. Este necesară pe viitor prevederea unei posibilități de reglaj local rapid al temperaturii apei fierbinți în punctul termic de alimentare cu căldură a halei.

Față de cele de mai sus se poate spune că, în general, la FANEM s-au realizat condiții corespunzătoare de climat interior. Cînd s-a asigurat o exploatare corespunzătoare, gradientul de temperatură a fost mic, iar temperatura pardoselii mai mare decît a aerului. Variația temperaturii pe orizontală a fost mai mare din cauza infiltrațiilor de aer rece în zona ușilor exterioare.

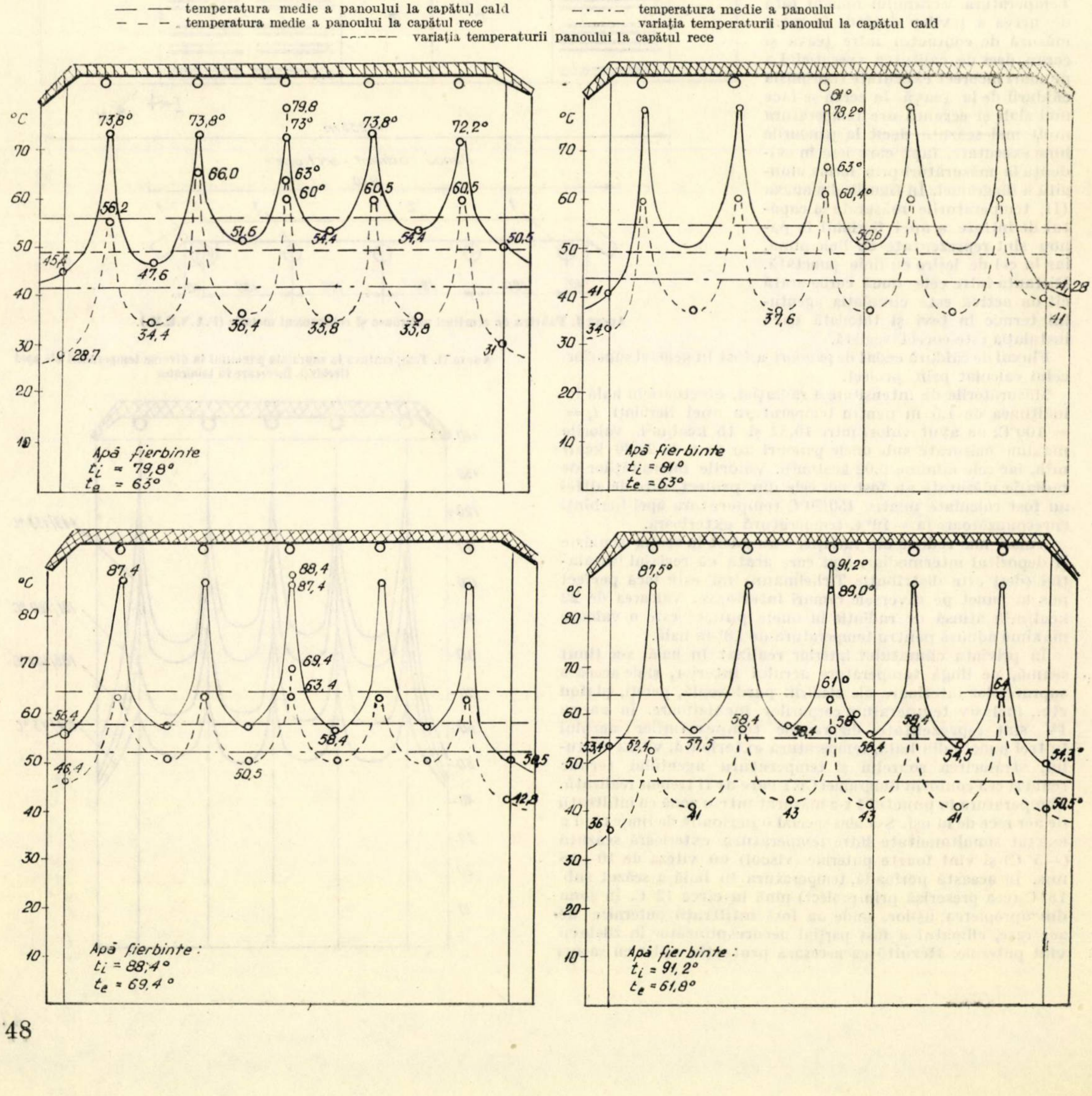
F. ÎNCHEIERE

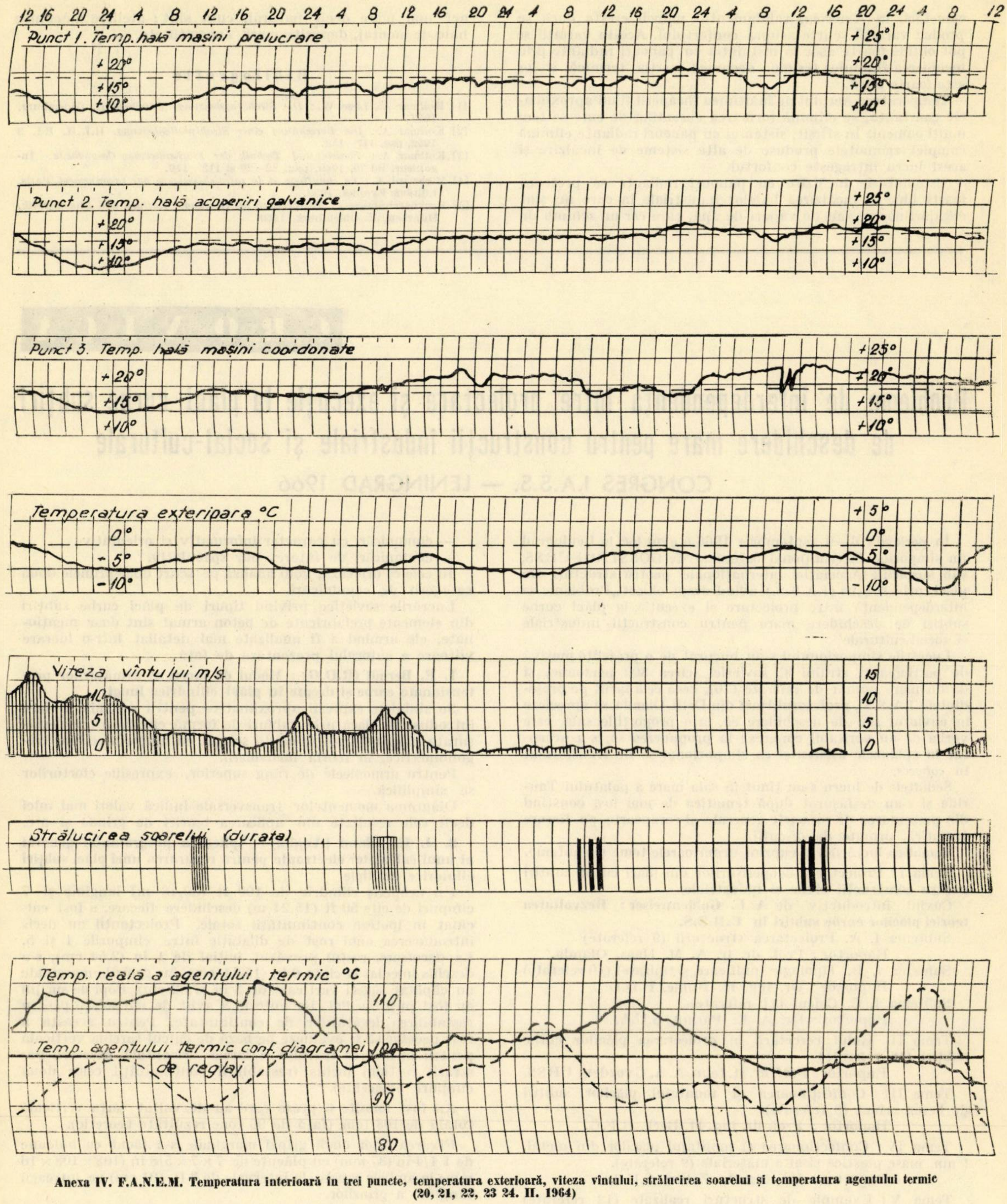
Din analiza exemplului concret al sistemului de încălzire cu panouri radiante la fabrica FANEM, prin comparație cu sistemul cu aer cald prin aeroterme sînt de reținut următoarele aspecte: În ceea ce privește proiectarea, calculul pierderilor de căldură se face pentru temperaturi interioare ale aerului cu 2...3° C mai mici decît în cazul unei încălziri cu aer cald și nu se prevede sporul de înălțime, dar se adaugă sporul pentru ventilația naturală. Calculul temperaturii medii a panoului și al cedării de căldură a panoului radiant este destul de simplu, după cum s-a putut vedea mai sus. Prin montarea panourilor la înălțime se poate asigura o deplină libertate amplasării utilajului tehnologic și nu se împiedică circulația. Amplasarea lor poate urmări anumite aglomerații ale ocupanților (în cazul benzilor de montaj), pentru ca confortul să fie maxim. Se recomandă ca la ferestre, mai ales cînd pereții sînt vitrați, să se monteze corpuri statice de încălzire.

Prin folosirea agenților termici cu temperatură ridicată, suprafața panourilor nu rezultă așa de mare încît să ia din lumina naturală a halei.

Costul mai ridicat al investiției față de sistemul cu aer cald este compensat de lipsa consumului de energie electrică

Anexa III. Distribuția temperaturilor la suprafața panourilor





Anexa IV. F.A.N.E.M. Temperatura interioară în trei puncte, temperatura exterioară, viteza vîntului, strălucirea soarelui și temperatura agentului termic (20, 21, 22, 23 24. II. 1964)

și de economia la energia termică, diferența amortizîndu-se în decurs de 3—4 ani.

Cheltuielile de întreținere sînt minime, iar posibilitatea de defectare este aproape inexistentă, neavînd piese în mișcare, nici aparataj electric.

Costul investiției și consumul de metal mai ridicat sînt însă mult compensate de confortul care se asigură muncitorilor. Principalul avantaj, din punct de vedere fiziologic, al încălzirii prin panouri radiante este că printr-o amplasare justă a lor omul respiră un aer mai rece, dar confortul este corespunzător unei temperaturi mai ridicate, deoarece pentru realizarea echilibrului termic omul primește căldură în plus prin radiația directă a benzilor. La asemenea confort, randamentul muncii omului este mai ridicat. După unele cercetări, în America, randamentul muncii crește dacă se produc variații scurte asupra confortului. Aceste variații se pot obține foarte ușor la instalația cu panouri radiante prin închiderea fluidului termic, deoarece inerția termică a lor este foarte mică.

Temperatura aerului pe înălțimea încăperii fiind aproximativ constantă, se elimină formarea curenților de care se tem mulți oameni. În sfîrșit, sistemul cu panouri radiante elimină complet zgomotele produse de alte sisteme de încălzire și acest lucru întregește confortul.

Sistemul de încălzire cu panouri radiante se pretează foarte bine la încălzirea halelor industriale în care nu sînt degajări nocive sau de vapori de apă, care cer un schimb de aer mai mare decît natural, cum sînt: ateliere mecanice hale de montaj, depozite mari, expoziții etc.

Bibliografie

[1] Kollmar A., Liese W.: *Die Strahlungsheizung.* München, R. Oldemburg, 1957.

[2] Kollmar A.: *Die Berechnung einer Strahlplattenheizung.* H.L.H. Bd. 3 1952, pag. 147–152.

[3] Kollmar A.: *Theorie und Technik der Flächenheizung Gesundheits* – Ingenieur, Bd 70, 1949, pag. 22–28 și 113–119.

[4] Missenard A.: *Le chauffage et le rafraichissement par rayonnement.* Paris, Editions Eyrolles, 1959.

[5] Recknagel-Sprenger: *Taschenbuch für Heizung, Lüftung und Klimatechnik.* München, R. Oldemburg, 1960.

CRONICA

Probleme de interdependență între proiectare și execuție la plăci curbe subțiri de deschidere mare pentru construcții industriale și social-culturale

CONGRES I.A.S.S. — LENINGRAD 1966

În perioada 6–9 septembrie 1966 a avut loc la Leningrad un simpozion internațional organizat de GOSSTROI-URSS, sub auspiciile Asociației internaționale pentru structuri din plăci curbe subțiri (I.A.S.S.), avînd drept obiect „Probleme de interdependență între proiectare și execuție la plăci curbe subțiri de deschidere mare pentru construcții industriale și social-culturale".

Lucrările simpozionului s-au bucurat de o prezență masivă de participanți străini și sovietici (circa 800 persoane) și de un mare număr de referate (76), ceea ce a făcut pe președintele I.A.S.S., profesorul Hass din Delft-Olanda, să aprecieze în cuvîntul său de deschidere că, prin proporțiile sale, este vorba de un veritabil congres; la propunerea sa, s-a acceptat în aplauzele asistenței ca simpozionul să fie transformat în *congres.*

Ședințele de lucru s-au ținut în sala mare a palatului Taurida și s-au desfășurat după tematica de mai jos, constînd din prezentarea de rapoarte generale și corapoarte pe fiecare tematică, urmate de discuții.

Tematica lucrărilor a cuprins următoarele teme și subteme.

Tema I: Proiectarea acoperișurilor din plăci curbe subțiri pentru construcții civile și industriale.

Cuvînt introductiv de **A. L. Goldenweiser**: **Dezvoltarea teoriei plăcilor curbe subțiri în U.R.S.S.**

Subtema I. A. Proiectarea structurii (9 referate)
Raportor: Prof. dr. ir. A. M. Haas, Olanda.

Subtema I. B. Tipologie (unificare și tipizare) (10 referate)
Raportor: Dr. ing. H. Rühle, R.D.G.

Subtema I. C. Calcul (11 referate)
Raportor: Dr. A. L. Parme, S.U.A.

Tema II: Rolul cercetării în proiectarea plăcilor curbe subțiri (16 referate)
Raportor: Prof. dr. șt. tehn. A. A. Gvozdev, URSS.

Tema III: Confecționarea și montajul plăcilor subțiri de beton armat (8 referate).
Raportor: Prof. dr. ing. H. Beck, R.F.G.

Tema IV: Confecționarea și montajul plăcilor din metal, lemn, mase plastice și alte materiale (9 referate).
Raportor: Dr. ing. L. Zetlin, S.U.A.

Tema V: Exemple de structuri realizate (12 referate)
Mai mulți raportori și-au prezentat singuri lucrările.

Așa cum am menționat și cu ocazia cronicii simpozionului I.A.S.S.-Budapesta 1965 (Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, nr. 3/1966, pag. 159), din punct de vedere al importanței lor, comunicările pot fi grupate în:

— comunicări cu caracter mai general, conținînd rezultate care pot fi utilizate aproape nemijlocit în cercetare, proiectare sau execuție;

— comunicări cu caracter informativ și orientativ;

— comunicări de interes pur speculativ.

În cele ce urmează, vom analiza pe scurt doar primele două categorii de comunicări.

Lucrările sovietice privind tipuri de plăci curbe subțiri din elemente prefabricate de beton armat sînt doar menționate, ele urmînd a fi analizate mai detaliat într-o lucrare viitoare a autorului prezentării de față.

1. E. Berndt (R.D.G): Modul de lucru al armăturilor pretensionate curbe și drepte în plăci cilindrice lungi

Se stabilesc expresii aproximative pentru sarcinile liniare introduse în placă prin cabluri de formă circulară (pe desfășurata plăcii) și apoi se caută soluția cu ajutorul seriilor trigonometrice, în teoria încovoierii.

Pentru armonicele de rang superior, expresiile eforturilor se simplifică.

Diagrama momentelor transversale indică valori mai mici decît cele rezultate din aplicarea teoriei de grindă și arc.

2. J. E. Gibson (Anglia): Aplicarea programului general al unui calculator electronic pentru repararea unei plăci subțiri cilindrice multiple

Un acoperiș cilindric de 100 ft (30,48 m) lungime și 7 cîmpuri de cîte 50 ft (15,24 m) deschidere fiecare, a fost calculat în ipoteza continuității totale. Proiectanții au decis introducerea unui rost de dilatație între cîmpurile 4 și 5. La decofrare, rostul prevăzut inițial de 1 in (2,54 cm), s-a deschis imediat la circa 6 in (15,24 cm), iar grinzile marginale au căpătat săgeți verticale de 3 in (7,62 cm). Popi de sprijin au fost puși imediat, iar autorul a avut de dat soluții pentru restabilirea legăturilor de continuitate. Pentru aceasta a fost necesar să se evalueze pe bază de calcul sarcina verticală pentru închiderea rostului și sarcia orizontală necesară păstrării rostului închis (restabilirii continuității celor două cîmpuri adiacente).

Au fost folosite 6 prese care au dezvoltat forța verticală totală de 108 tone (față de 96 tone rezultate teoretic).

Fixarea celor două grinzi marginale s-a făcut cu buloane de 1 1/4 in (37 mm) cu plăcuțe de 7×7×5/8 in (108×108×16 mm) la ambele capete, la intervale de 3 ft (91 cm) pe întreaga lungime a grinzilor.

3. R. F. Hooley, C. A. Payne (Canada): Variația eforturilor cu forma plăcilor subțiri cilindrice

Pe baza înlocuirii directoarei curbe cu un poligon cu 170 laturi, se studiază starea de eforturi în plăci subțiri cilindrice pentru directoare sinusoidală, parabolică, arc de cerc, cicloidă și semielipsă. Mărimile studiate sînt: efortul longitudinal, efortul de boltă, cel de lunecare și momentul încovoietor transversal.

4. G. Röntsch (R.D.G.) : Studiu pe model pentru proiectarea cupolei Casei culturii socialiste din Dresda

Se descriu rezultatele încercării unui model la scara 1 :40. Cupola are o formă exagonală regulată în plan, înscrisă într-un cerc ∅ 53 m, iar raza cupolei este de 31 m ; rezemarea s-a făcut doar la colţuri.

Modelul, executat din sticlă organică Piacryl, a permis măsurarea alungirilor specifice, a deplasărilor liniare şi unghiulare, precum şi eforturile în stîlpi.

5. H. Simpson, J. Antebi (S.U.A.) : Studiul structurilor complicate din plăci curbe cu ajutorul metodei elementelor finite

Reprezentarea unui continuu ca ansamblul unui număr finit de configuraţii de deformaţie este cunoscută sub numele de metoda *elementelor finite*.

După revederea principiilor de bază, comunicarea descrie şi ilustrează metoda de calcul aplicată pentru un număr de structuri complexe.

Din păcate redactarea prea concisă şi ermetică face lucrarea greu de urmărit.

6. Y. Tsuboi, M. Kawaguchi (Japonia) : Proiectarea acoperişului suspendat peste bazinul de înot olimpic de la Tokio

Se prezintă încercarea statică pe model la scară 1 : 30, încercările dinamice şi examinarea siguranţei sub acţiunea vîntului.

7. S.P. Şaburin, A. V. Şapiro (U.R.S.S.) : Plăci curbe subţiri pleoştite avînd curbura lui Gauss pozitivă din elemente de beton armat prefabricat

8. B.V. Gorenstein (U.R.S.S.) : Plăci curbe subţiri din beton armat prefabricat pentru acoperişuri de clădiri industriale cu reţea dreptunghiulară de stîlpi.

9. M. G. Kostiukovski (U.R.S.S.) : Studiul tehnic şi economic al unor tipuri de acoperişuri în formă de plăci curbe subţiri din beton armat prefabricat pentru construcţii industriale.

10. V. A. Mihailov (U.R.S.S.) : Proiectarea acoperişurilor spaţiale din beton prefabricat în Ucraina

11. A.C. Scordelis, F. Baron, T.H. Lin (S.U.A.): Proiectarea optimă a două plăci subţiri de mare deschidere din beton precomprimat prefabricat

Se prezintă consideraţii de bază privind proiectarea şi calculul a două acoperişuri de mare deschidere din beton prefabricat postcomprimat. Plăcile, executate ambele în 1965, au forma unor paraboloizi hiperbolici, cu dimensiunile în plan 400 × 320 ft pentru arena din Oklahoma City şi respectiv cu diametrul de 380 ft pentru Coliseul din Phoenix.* Ambele plăci sînt rezemate numai pe contur şi au fost construite utilizînd un mare număr de panouri prefabricate de o singură formă şi dimensiuni, rezemate şi postcomprimate de o reţea de cabluri ancorate într-un inel de compresiune.

Pentru determinarea formei optime a suprafeţei plăcilor s-a folosit metoda echilibrării încărcării (load-balancing method) şi rezolvarea cu un calculator electronic. Determinarea poziţiei liniei de presiune în fiecare inel comprimat, a succesiunii operaţiilor de pretensionare şi calculul în stadiul final au fost realizate cu ajutorul unui calculator. Au fost efectuate studii dinamice pentru a obţine modurile de vibraţie şi frecvenţele proprii ale celor două plăci. De asemenea a fost examinată şi problema coeficientului de siguranţă la stabilitate.

12. N. C. Lind (Canada) : Criterii de stabilitate pentru suprafeţe reticulate

Se studiază stabilitatea locală şi generală a cupolelor reticulate într-un singur strat, prin formule analitice şi metode numerice. Se găsesc constante critice ca funcţii de un parametru caracteristic al geometriei cupolei, corespunzătoare sveltetei stîlpilor.

13. Z. A. Lu, E. P. Popov (S.U.A.) : Eforturi în panourile cilindrice încastrate pe patru laturi

Se indică o soluţie bazată pe metoda lui Levy generalizată.

14. J. Padilla, W. C. Schnobrich (S.U.A.) : Plăci subţiri cu dublă curbură pleoştite cu reazeme elastice

Se utilizează metoda deformaţiilor, scriind cele trei ecuaţii de bază în funcţie de deplasările *u*, *v*, *w*. Soluţia este obţinută cu ajutorul diferenţelor finite, pentru condiţia că placa curbă subţire conlucrează cu elementele marginale.

15. V. Ya. Pavilaynen (U.R.S.S.) : Proiectarea acoperişurilor constituite din plăci subţiri cu dublă curbură pozitivă multiple

Se aplică teoria generală a încovoierii pentru plăci pleoştite, considerînd conlucrarea cu elemente marginale situate pe două margini opuse. Se scoate în evidenţă faptul că pe contur pot lua naştere eforturi de întindere, contrar celor ce rezultă în ipotezele de rezemare idealizate uzuale.

16. W. C. Schnobrich, W. Melin, B. Mohraz (S.U.A.) : Calculul numeric al structurilor din plăci subţiri printr-un sistem de elemente discrete (finite)

Structura reală este înlocuită prin bare legate între ele cu noduri flexibile, avînd proprietăţi similare cu acelea ale materialului real. Ecuaţiile de echilibru ale modelului, în funcţie de trei deplasări, sînt formulate pe baza principiului deplasărilor virtuale. Rezolvarea ecuaţiilor se face pe un calculator electronic. Sînt prezentate exemple numerice pentru o placă cilindrică, un paraboloid eliptic şi un hypar.

17. Y. Tsuboi (Japonia): Structuri din plăci subţiri de mare deschidere în Japonia

Comunicarea a constituit un coraport la raportul general asupra temei I şi cuprinde descrierea a zece lucrări executate în Japonia după 1945.

18. Yu. V. Cinenkov (U.R.S.S.): Cercetări experimentale de plăci prefabricate la structuri la scară naturală.

19. G. G. Goble, A. Juodikis (S.U.A.): Comportarea plăcilor subţiri prismatice de beton armat

În baza încercării a patru modele se stabilesc următoarele concluzii importante :

1. Calculul ţinînd seama de fisurare exprimă mai corect comportarea plăcii decît ipoteza de material omogen.
2. Metoda de calcul propusă este corespunzătoare pentru proiectanţi.
3. Metoda coeficienţilor de influenţă se pretează uşor pentru rezolvarea cu calculatoare electronice.
4. Sarcina de rupere a structurilor din plăci curbe subţiri este sporită prin aşezarea armării cît mai jos posibil în secţiune transversală.
5. Prin distribuirea corectă a armăturilor se obţine o schemă de fisurare convenabilă.

20. G. K. Haidukov, V. V. Şugaev (U.R.S.S.) : Cercetări pe modele de plăci subţiri pleoştite cu dublă curbură pozitivă dreptunghiulare în plan.

21. H. van Koten, A. M. Haas (Olanda) : Influenţa rigidităţii marginii şi a deschiderii unghiulare asupra unei plăci subţiri sferice

Pe considerente energetice, se stabilesc relaţii şi o diagramă care determină sarcina critică de flambaj a unei cupole sferice, funcţie de raza ariei voalate.

În figura 1 redăm diagrama susmenţionată.

22. R. E. Rowe (Anglia) : Modelarea plăcilor curbe subţiri (Coraport la raportul general al temei II).

Se face un scurt istoric al lucrărilor departamentului de proiectare-cercetare al CA în domeniul plăcilor curbe subţiri. Pentru ilustrarea dezvoltării tehnicii de modelare a structurilor de plăci curbe subţiri din microbeton, se prezintă mai detaliat experimentările paraboloizilor hiperbolici pătraţi, cu diferite rigidizări marginale şi construcţia la scară mare a unui model de turn de răcire.

23. K. Uchiyama (Japonia) : Flambajul acoperişurilor cilindrice

Sînt discutate mecanismul şi fenomenul de flambaj la acoperişurile cilindrice, pe baza rezultatelor experimentale, şi este stabilită o metodă aproximativă pentru evaluarea rezistenţei critice de flambaj. Ca rezultat al experimentărilor, reiese că acoperişurile cilindrice flambează brusc, cu deformaţii mari, sub acţiunea eforturilor de compresiune longitudinale şi transversale şi că curbura se inversează de la convex la concav, în partea în care curbura descreşte. În consecinţă, va fi posibil să evaluăm aproximativ rezistenţa critică prin compararea eforturilor de compresiune din zonele cu momente negative, cu rezistenţa critică a cilindrului supus la presiune axială şi laterală uniformă combinate.

24. V. P. Abovsky (U.R.S.S.) : Construcţia acoperişurilor cilindrice şi hiperbolice

25. K. A. Gluhovski (U.R.S.S.) : Confecţionarea şi montajul plăcilor subţiri de beton armat prefabricate (Coraport la raportul general al temei III).

26. E. V. Lavrinovici, O.A. Savinov, I. G. Sovalov, N. Ya. Tukermann (U.R.S.S.) : Metode mecanizate de formarea plăcilor subţiri de beton prefabricat

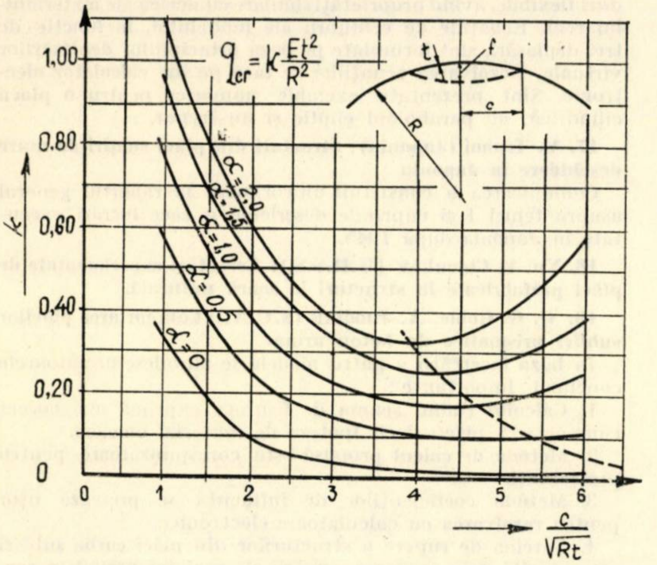
27. P. L. Nervi (Italia) : Consideraţii asupra unui procedeu de execuţie a plăcilor curbe subţiri (Coraport la raportul general al temei III)

---

* Pentru date suplimentare, vezi Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii nr. 9-10/1966, p. 567-568.

28. G. V. Sveşnikov (U.R.S.S.) : Confecţionarea şi montajul acoperişurilor tridimensionale prefabricate monolite de tipul cilindru scurt.

29. A. Enami, S. Sunami (Japonia) : Asupra unui acoperiş prismatic constînd din panouri de ţevi pentru o fabrică (montaj, încercări şi calcule)



30. H. Tanaka, K. Matsuda, M. Muraki (Japonia) : Unele încercări pe reţele metalice avînd forma unei suprafeţe de translaţie circulară

Se descriu pe scurt experimentările efectuate pe modele la scară redusă şi naturală, la care au fost măsurate deplasările şi eforturile.

★

După scurta trecere în revistă sau menţionare a aproape jumătate din comunicările prezentate la Congres, pot fi desprinse unele observaţii importante.

a) Au fost prezentate o serie de lucrări teoretice importante, care duc la o mai bună cunoaştere a stării de eforturi în unele tipuri de plăci curbe subţiri.

b) Problema stabilităţii elastice a fost abordată de mai mulţi autori, totuşi nu într-o formă suficient de simplă şi de concretă, astfel încît să ducă la concluzii clare şi la posibilitatea unei aplicări uşoare.

c) Întrucît problemele de studiere a structurilor complexe nu-şi pot găsi o rezolvare riguroasă, pe lîngă metodele numerice de calcul, a apărut o nouă metodă aproximativă, avînd o interpretare fizică, denumită *metoda elementului finit*.

d) Se constată ridicarea deosebită a nivelului de tratare a problemelor, bazată pe *calculul matricial*; soluţiile, inextricabile pentru calculul la riglă sau o maşină de calcul de birou, sînt obţinute cu ajutorul *calculatoarelor electronice*.

Este deci imperios necesară ridicarea corespunzătoare a nivelului cunoştinţelor cadrelor din cercetare şi proiectare care se ocupă cu asemenea probleme, şi crearea unor centre de calcul dotate cu calculatoare electronice de capacitate corespunzătoare.

e) Este necesară diferenţierea calculului unei plăci curbe subţiri după natura materialului. În particular, pentru structurile de beton armat, calculul la fisurare poate îmbrăca mai corect comportarea reală, decît calculul în ipoteza materialului omogen. Acest lucru a reieşit clar în cazul plăcilor subţiri prismatice (vezi analiza lucrării nr. 19) şi este semnalat în problema stabilităţii cupolei sferice (lucrarea nr. 21).

f) Încercarea preliminară a modelelor la scară redusă, pentru cunoaşterea calitativă a comportării viitoarei structuri din plăci curbe subţiri a căpătat o largă răspîndire în întreaga lume. Totuşi, în comunicările prezentate la acest congres nu au fost date particularităţi ale modelării plăcilor curbe subţiri.

g) S-a făcut un efort considerabil în direcţia prefabricării plăcilor curbe subţiri de beton armat.

Tipizarea şi prefabricarea îşi găsesc însă moduri de rezolvare diferite, în funcţie de condiţiile specifice din diferite ţări.

În încheiere, lucrările Congresului I.A.S.S. trebuie apreciate ca interesante şi utile, prin comunicările semnalate, prin discuţiile care au urmat rapoartelor generale şi prin schimburile de păreri avute cu participanţii din lumea întreagă.

Dr. ing. **M. Soare**

RECENZII

M. Mihalcu

COROZIUNEA

Bucureşti, Ed. Ştiinţifică, 1966

Prin subiect, cartea se plasează în una dintre cele mai actuale probleme ale tehnicii moderne. Prin modul de tratare, autorul încearcă şi reuşeşte să scrie o carte care, menţinîndu-se la un nivel ştiinţific corespunzător, prezintă totuşi problemele într-un stil accesibil şi nespecialiştilor. Prin aceasta, autorul şi Editura Stiinţifică umplu la timp un gol existent în publicistica noastră tehnică.

În primele capitole, după o parcurgere sumară a etapelor pe care le-a parcurs interesul pentru problemă — cu referiri la anecdota sau faptul istoric — şi explicaţiile date apariţiei degradărilor corozive, sînt prezentate fenomenele şi factorii care le condiţionează apariţia şi dezvoltarea lor. Sînt sugerate, de asemenea, şi o serie de lucrari — legate de modul de a pune problemele în protecţia anticorozivă — care vor reveni ca un leit-motiv pe tot parcursul cărţii.

C
CHIMIE
ENCICLOPEDIA DE BUZUNAR
M MIHALCU
Coroziunea

Capitolele următoare prezintă materialele folosite în construcţiile actuale (metale, materiale anorganice şi organice felurite, materiale plastice, emailuri organice şi anorganice, chituri ş.a.).

O notă personală şi deosebit de atractivă o au capitolele în care sînt prezentate diferitele tipuri de rezolvare necorespunzătoare a problemelor de coroziune, cum şi tehnicienii care sînt mai mult sau mai puţin angajaţi în lupta contra coroziunii. Printr-o comparaţie sau caracterizare, ce izbucneşte ca o sclipire scurtă dar de intensitate suficient de mare, autorul reuşeşte să ilustreze succint, dar pregnant, situaţii care trebuie evitate.

Parcurgerea integrală a problemelor de coroziune şi o referire continuă nu numai la cele mai noi realizări ale specialităţii la scară mondială, ci şi printr-o continuă menţinere în centrul atenţiei a problemelor specifice ţării noastre este un alt aspect bun al cărţii. O serie de ilustraţii — care ar fi putut fi mai numeroase — vin să completeze şi ele aspectul respectiv.

Prezentînd pagubele mari pe care le impune economiei mondiale coroziunea, lucrarea furnizează şi soluţiile cu care le putem diminua. Autorul caută totdeauna remediile la origine (proiectare, cercetare) şi nu numai acolo unde ele apar ca nişte paliative tîrzii (întreţinere, exploatare).

Bibliografia care încheie lucrarea garantează nu numai consistenţa cuprinsului, ci şi calitatea informaţiei făcută la zi.

Ing. D. Teodorescu

L. N. Osipova şi S. A. Tumarkin

TABLES FOR THE COMPUTATION OF TOROIDAL SHELLS

Tabele pentru calculul suprafeţelor subţiri toroidale

Groningen, P. Noordhoff Ltd.
1965, 126 pag.

Suprafeţele subţiri toroidale intervin, în general, mai rar în practica constructorilor, fapt ce a făcut ca şi literatura tehnică în acest domeniu să fie mai săracă decît cea pentru cazurile curente de învelitori.

Tipurile de construcţii la care suprafeţele subţiri toroidale îşi pot găsi aplicaţii din cele mai interesante sînt : rezervoare, rezervoare de presiune ; tunele aerodinamice ; grinzi tubulare curbe cu pereţi subţiri ; compensatoare la rosturile elementelor tubulare (conducte, tunele cilindrice) etc.

Lucrarea mai sus indicată vine în sprijinul inginerilor ce abordează proiectarea unor construcţii speciale de tipul celor indicate mai sus.

Trebuie menţionat încă de la început că această carte nu se adresează doar inginerilor constructori, ci în egală măsură şi inginerilor mecanici în vederea rezolvării unor probleme delicate, ca : compensatoare pentru conducte de petrol, vase de presiune etc.

Lucrarea are două părţi distincte :

Prima parte se ocupă pe scurt cu partea teoretică a acestui gen de structuri încărcate doar cu sarcini simetrice faţă de axa de rotaţie, utilizînd pentru deducerea expresiilor eforturilor şi deplasărilor metoda asimptotică.

Cu ajutorul expresiilor deduse se pot calcula şi valorile maxime ale eforturilor şi deplasărilor.

A doua parte conţine un număr apreciabil de tabele, întocmite utilizînd un calculator electronic de tip Strela, cu ajutorul cărora calculul acestui gen de structuri devine foarte simplu.

O serie de exemple numerice, precum şi indicaţii privind utilizarea tabelelor completează lucrarea, permiţînd o aplicare corectă a metodei propuse şi a tabelelor anexe.

Cu toate simplificările aduse, abordarea părţii teoretice necesită cunoştinţe matematice ample.

Deoarece lucrarea se ocupă doar de probleme de rezistenţă, fără a intra în studiul stabilităţii acestui gen de structuri, pentru cei interesaţi în aprofundarea studiului, o bibliografie la zi trece în revistă lucrările efectuate în acest domeniu de diverşi cercetători din lume.

Partea teoretică şi implicit tabelele sînt tratate în lumina teoriei elasticităţii şi de aceea transpunerea rezultatelor în cazul construcţiilor de acest gen din beton armat sau beton precomprimat necesită din partea inginerului constructor o serie de interpretări dictate de caracteristicile fizico-mecanice ale betonului, diferite de materialul izotrop şi perfect elastic luat în considerare în lucrare.

În încheiere, putem conchide că lucrarea reprezintă o contribuţie efectivă punînd la dispoziţia inginerilor un util ce permite proiectarea corectă şi în timp relativ scurt a structurilor toroidale cu sarcini simetrice faţă de axul de rotaţie, făcînd de dorit ca ea să se găsească în bibliotecile celor ce se ocupă de astfel de probleme.

Ing. M. Creţu

Conf. dr. ing. M. Păunescu

FOLOSIREA VIBRAŢIILOR LA EXECUTAREA UNOR LUCRĂRI DE FUNDAŢII

Bucureşti, Ed. Tehnică, 1966

Editura Tehnică a pus în acest an la dispoziţia cititorilor din domeniul construcţiilor lucrarea ,,Folosirea vibraţiilor la executarea unor lucrări de fundaţii'' de dr. ing. M. Păunescu.

În introducerea lucrării, autorul relevă necesitatea unor noi procedee tehnologice de executare a lucrărilor de fundaţii, care să răspundă cerinţelor impuse de ritmul şi volumul mare de construcţii din ţara noastră, în condiţiile noilor realizări ale tehnicii şi ale reducerii continue a cheltuielilor de producţie.

Din succinta prezentare a dezvoltării cercetărilor în străinătate şi în ţară, se desprinde concluzia că folosirea vibraţiilor răspunde acestor probleme şi că oferă largi posibilităţi de aplicare în executarea diferitelor lucrări de fundaţii.

Lucrarea cuprinde VIII capitole, 302 pagini, 133 figuri şi 62 tabele.

În primul capitol ,,Noţiuni referitoare la înfigerea şi smulgerea elementelor prin vibrare'' se defineşte forţa oscilatorie pentru generarea şi întreţinerea vibraţiilor care să asigure înfigerea şi smulgerea diferitelor elemente. Se arată influenţa pe care o au vibraţiile asupra diferitelor terenuri în procesul înfigerii sau smulgerii şi se dau relaţii matematice pentru calculul diferitelor mărimi caracteristice, în raport cu natura terenului, dimensiunile şi forma elementelor. Ca urmare a efectului vibraţiilor, în terenul din jurul elementelor, în timpul înfigerii sau smulgerii, se arată că rezistenţa specifică de frecare dintre element şi teren se reduce cu 85%—95%, în raport de natura terenului. Partea care se referă la factorii ce influenţează adîncimea şi viteza de înfigere a elementelor prin vibrare completează capitolul cu importante concluzii pentru aplicarea metodei în practică.

M. PĂUNESCU
FOLOSIREA VIBRAŢIILOR
LA EXECUTAREA UNOR
LUCRĂRI DE FUNDAŢII

În prima parte a capitolului II, autorul prezintă unele consideraţii cu privire la teoria şi schemele de acţionare a vibromecanismelor (vibratoare şi vibropercutoare) pentru înfigerea piloţilor şi palplanşelor. Prezentarea comparativă a diferitelor scheme de principiu creează posibilitatea unei raţionale alegeri a vibromecanismului în raport cu natura terenului şi caracteristicile elementului. În continuarea capitolului se dau relaţii pentru stabilirea consumului de energie şi grafice de variaţie a consumului de energie în raport de caracteristicile vibromecanismului şi adîncimea de înfigere.

Plecînd de la caracteristicile elementului de înfipt, de la natura şi proprietăţile fizico-mecanice ale terenului, se dau principii şi relaţii pe baza cărora se poate trece la proiectarea vibromecanismelor şi se arată modul de stabilire a domeniului de folosire a vibratoarelor existente în dotare.

Capitolul III al lucrării este destinat prezentării tipurilor şi caracteristicilor diferitelor maşini vibratoare, folosite la înfigerea şi smulgerea piloţilor, palplanşelor şi tuburilor de construcţie străină şi construite la noi în ţară.

Dintre vibratoarele de construcţie sovietică sînt prezentate tipurile BT, VPP, VP, VPUB şi VPUA ; dintre vibratoarele de construcţie franceză, tipul de brevet SGDG, de diferite mărimi, iar de construcţie RFG, instalaţia Wuchtbär Dr 12 şi instalaţia Müller MS—26D. Descrierea fiecăreia şi exemplele de lucrări executate în diferite terenuri permite să se tragă concluzii cu privire la alegerea vibromecanismului în raport de teren şi elementul de înfipt.

Din ţara noastră sînt prezentate vibratoarele experimentale VE 1, VE 2, şi VE 3, care au fost proiectate şi executate la Facultatea de construcţii a Institutului Politehnic Timişoara, Laboratorul de geotehnică şi fundaţii şi apoi experimentate de către autorul lucrării, la înfigerea şi smulgerea diferitelor elemente, ca palplanşe, piloţi de diferite secţiuni, tuburi metalice, la forări geotehnice etc.

Aceste vibratoare au fost folosite şi la executarea unor lucrări pe diferite şantiere din ţară şi mai ales la înfigerea şi smulgerea palplanşelor metalice. Dintre vibratoarele de construcţie românească se mai prezintă vibratorul ,,Progresul Brăila'', proiectat de uzina Progresul Brăila şi destinat forării prin vibrare a găurilor pentru piloţi din pămînt în terenuri loessoide.

În continuarea capitolului sînt descrise mai multe tipuri de vibropresoare şi vibropercutoare de construcţie sovietică, dîndu-se caracteristicile şi domeniul de utilizare ale acestora.

În capitolul IV se prezintă tehnologia executării înfigerii şi smulgerii piloţilor de beton armat cu diferite tipuri de vibratoare, vibropresoare şi vibropercutoare, a piloţilor de lemn, palplanşelor de lemn şi metal şi a tuburilor metalice. Se dau indicaţii cu privire la alegerea vibroagregatului în raport cu stratificaţia terenului şi natura elementelor de înfipt sau smuls.

Foarte pe larg este descrisă, pe faze, tehnologia executării înfigerii sau smulgerii şi aparatele auxiliare necesare. Pentru o mai uşoară înţelegere a unor faze şi operaţii, textul este însoţit de figuri clare şi sugestive.

Sînt prezentate un mare număr de exemple de lucrări executate atît în ţară, cît şi în străinătate, în terenuri de diferite stratificaţii, dîndu-se şi unele rezultate tehnico-economice foarte utile în aprecierea diferitelor vibroagregate şi tehnologii de lucru cu acestea.

Capitolul V face la început o descriere a procedeului de fundare pe coloane privind alcătuirea, calculul şi tehnologia executării acestora, trecînd apoi la prezentarea tipurilor de vibroagregate folosite la înfigerea coloanelor. Pe larg este prezentată tehnologia de înfigere a coloanelor prin vibrare şi prin vibrare cu subspălare exterioară. Capitolul se încheie cu prezentarea mai multor exemple de lucrări (îndeosebi poduri) fundate pe coloane, mai ales în URSS şi R. P. Chineză, care permit desprinderea unor importante concluzii pentru practica inginerească.

Capitolul VI cuprinde probleme cu privire la recoltarea prin vibrare a probelor de pămînt pentru cercetări geotehnice şi hidrogeologice. La început se arată principiile metodei de executare a forajelor şi de recoltare a probelor în condiţiile păstrării caracteristicilor fizico-mecanice ale terenului. Instrumentele pentru forarea şi recoltarea probelor prin vibrare cît şi domeniul lor de folosire sînt pe larg descrise, textul fiind însoţit de figuri, care întregesc conţinutul. Pentru realizarea forării se folosesc vibromecanisme şi vibroinstalaţii care sînt prezentate în lucrare prin caracteristicile şi domeniul lor de utilizare în raport cu natura terenului şi amploarea cercetării.

Sînt prezentate mai multe instalaţii de foraj prin vibrare, de construcţie sovietică, cu ajutorul cărora se pot efectua cercetări pînă la adîncimi de aproximativ 30 m. Capitolul se încheie cu descrierea tehnologiei lucrărilor de executare a forajelor şi de recoltare a probelor de pămînt prin vibrare, prezentîndu-se rezultatele obţinute prin cercetările efectuate în acest sens de către Laboratorul de geotehnică şi fundaţii al Facultăţii de construcţii Timişoara.

În capitolul VII al lucrării sînt prezentate principiile care stau la baza compactării de suprafaţă şi de adîncime a terenurilor prin vibrare şi tehnologia executării compactării, folosind diferite vibromaşini şi vibroinstalaţii. Este prezentată metoda îmbunătăţirii terenurilor de fundare cu ajutorul piloţilor de nisip, executaţi prin vibrare şi folosirea vibraţiilor la executarea piloţilor din pămînt, în terenuri loessoide, arătîndu-se în această direcţie cîteva exemple din străinătate şi de la noi din ţară.

În capitolul VIII, autorul prezintă şi alte lucrări de geotehnică şi fundaţii executate prin vibrare, arătînd tehnologia executării lucrărilor, diferite dispozitive şi vibroinstalaţii utilizate la: smulgerea ţevilor de injecţie folosite la cimentare şi a filtrelor aciculare, înfigerea şi smulgerea electrozilor pentru executarea unor electrosilicatizări, injectări în terenuri permeabile pentru micşorarea pierderilor de apă prin infiltraţii în canale, traversarea cu conducte subterane a străzilor sau terasamentelor de cale ferată, săparea gropilor pentru executarea reţelelor electrice şi executarea săpăturilor cu excavator cu cupă vibrantă.

Folosind rezultatele obţinute într-o îndelungată activitate de documentare, cercetare teoretică şi experimentală, autorul prezintă procedee noi de executare a unor lucrări cu o eficienţă tehnico-economică ridicată, bazate pe utilizarea vibraţiilor. Tratînd probleme cum ar fi: înfigerea şi smulgerea piloţilor şi palplanşelor, înfigerea tuburilor şi coloanelor, compactarea de suprafaţă şi în adîncime a terenurilor afînate, recoltarea probelor pentru studii geotehnice etc. şi în paralel cu acestea, problema calculului vibromecanismelor şi utilajelor necesare, lucrarea — unică sub acest aspect la noi în ţară — constituie un valoros material şi contribuie la îmbogăţirea literaturii tehnice în domeniul geotehnicii şi fundaţiilor.

Prin conţinutul şi succesiunea în care sînt prezentate problemele, fundamentarea ştiinţifică a acestora, descrierea utilajului şi a tehnologiei de execuţie şi aplicabilitatea lor în producţie, lucrarea este utilă cercetătorilor, inginerilor din proiectare, inginerilor şi tehnicienilor din execuţie.

Dată fiind importanţa problemelor prezentate în lucrare, consider necesar ca editura şi autorul să examineze posibilitatea reeditării, ocazie cu care autorul ar putea să dezvolte mai mult unele capitole şi în special capitolul VIII, în vederea prezentării unei lucrări mai complete din domeniul dinamicii pămînturilor.

Ing. **Pop Viorel**
şef lucrări la Institutul Politehnic Cluj, Facultatea de Construcţii

---

DOCUMENTARE

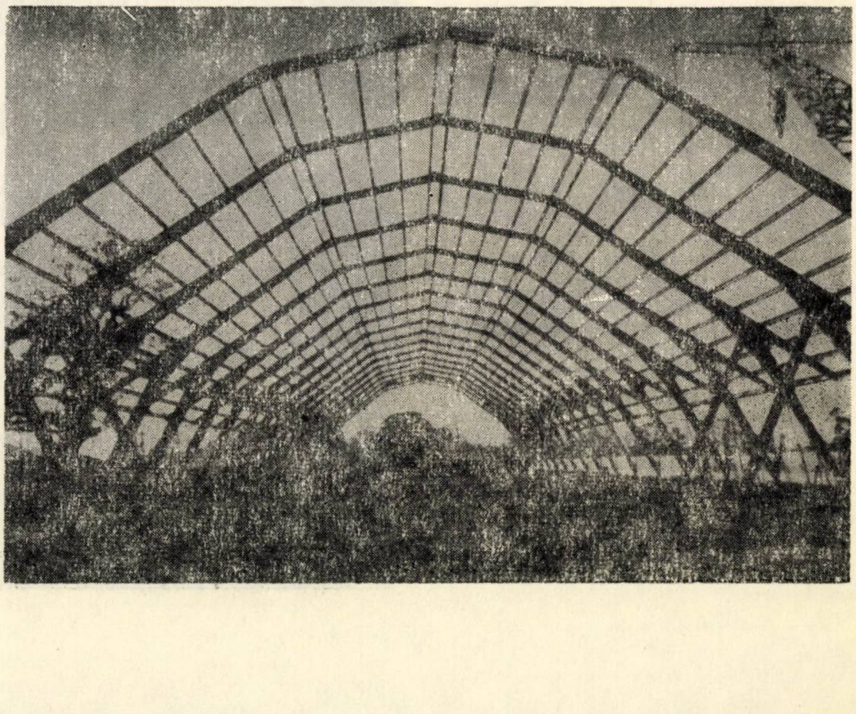
ŞARPANTĂ DIN BETOR PENTRU UN DEPOZIT DE CIMENT

La Westbury (Anglia) s-a construit un depozit pentru clincher. Pentru a uşura manevrarea materialului, a fost necesară eliminarea oricăror reazeme intermediare; ca urmare s-a adoptat structura de tip boltă, realizată din forme compuse din elemente prefabricate din beton armat.

Aceste elemente sînt de două tipuri: elemente de arc poligonal de 21,30 m lungime şi stîlpi înclinaţi de 10,30 m. Fermele, în număr de 23, sînt formate din două elemente de arc şi din doi stîlpi. Primele sînt fixate de suporţii lor prin buloane, părţile în contact avînd 3 m lungime.

Hangarul acoperă o suprafaţă de 5 000 m² şi va putea primi aproape

Fig. 1



28 000 m^3 de clincher de ciment. Aspectul acestei structuri uşoare, ţinînd seamă şi de dimensiunile hangarului (137 × 36,3 m), aminteşte supleţea unei şarpante din lemn. Durata execuţiei a fost de patru săptămîni.

Bâtir nr. 152, noiembrie 1966

PROIECTAREA PRIMEI STRUCTURI CU PLACĂ ORTOTROPĂ ÎN STATUL MICHIGAN (S.U.A.)

În vara anului 1967 va fi gata proiectul pentru primul (din statul Michigan) pod metalic prefabricat cu placă ortotropă, avînd lăţimea căii de circa 10 m.

Podul, cunoscut sub numele de Creyts Road, va avea două grinzi longitudinale de circa 1,36 m înălţime, care vor suporta placa propriu-zisă, avînd o grosime de 8 sau 10 cm. Această placă servind şi drept talpă superioară a grinzilor este rigidizată longitudinal prin sudarea, în atelier, a unor piese în formă de canal avînd circa 23 cm înălţime şi circa 23 cm lăţime, situate la o distanţă de 60 m interax.

Se prevede ca podul să fie executat din nouă secţiuni prefabricate de cîte 20 m lungime şi 3,35 — 3,60 m lăţime.

Pentru asamblarea pe şantier s-au preconizat două procedee : numai prin sudare sau o combinaţie de sudare cu buloane de înaltă rezistenţă.

Vopsirea pentru protecţia anticorosivă se consideră a fi practic egală cu cea necesitată de un pod metalic obişnuit.

Aceasta constituie totuşi una din problemele ce urmează a se verifica cu ocazia realizării construcţiei, care va permite de altfel a se stabili şi durata execuţiei. Prin utilizarea prefabricării se aşteaptă a se obţine o reducere a acestei durate.

Pentru mărirea durabilităţii construcţiei, s-a prevăzut execuţia pe pod a unei îmbrăcăminţi asfaltice lipită de placă cu un adeziv de tip epoxy.

După „Engineering News Record''
17 noiembrie 1966

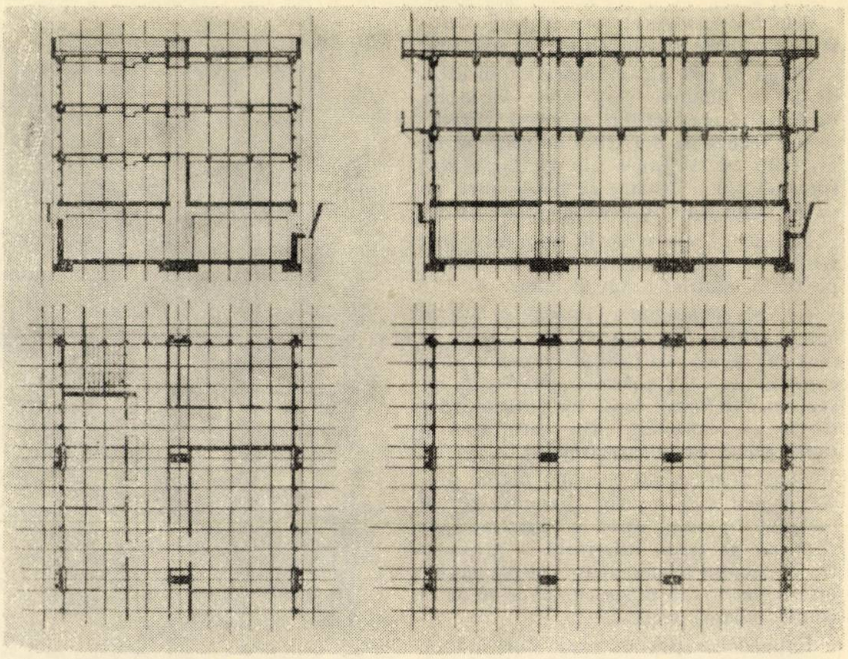


Fig. 3. Schema ansamblului structural conceput pe modulul general de 7,20 m cu reţea modulară de 1,20 m

PEREŢI DIN SPUMĂ ŞI IPSOS PENTRU CONSTRUCŢII

La Oradell (S.U.A.) s-a utilizat spumă rigidă de poliuretan şi ipsos pentru izolarea, respectiv finisarea unor panouri prefabricate de beton pentru pereţi.

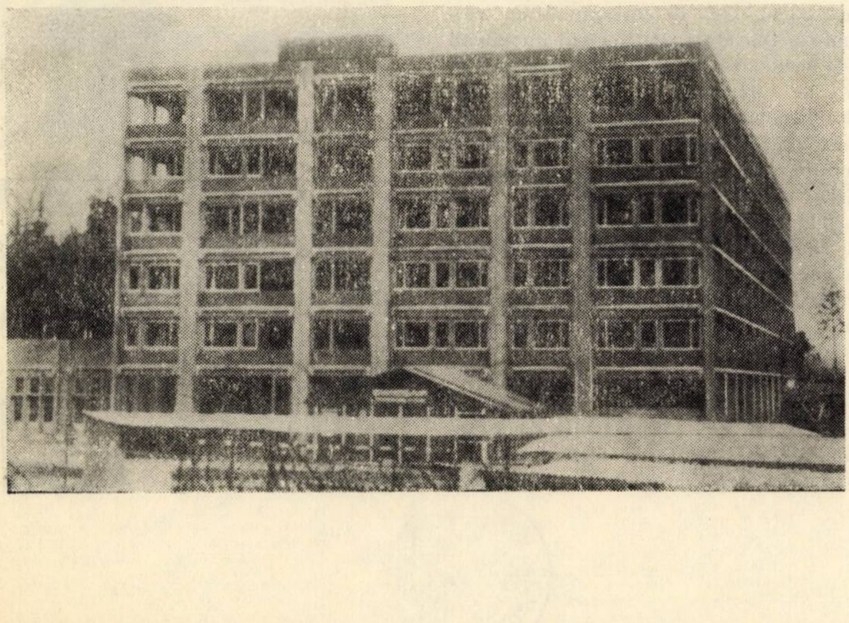
Sistemul a fost adoptat datorită izolării eficiente, uşurinţei de aplicare, rezistenţei în timp şi aspectului pe care-l conferă peretelui finisat.

Pentru aplicarea celor circa 1 100 m^2 de plăci de spumă — cu dimensiunile de circa 0,60 × 1,20 × 2,5 cm — s-a folosit ciment Portland. Plăcile au fost aplicate direct pe panouri prin presare pe betonul proaspăt, fără se mai utiliza vreun alt mijloc de legătură.

Stratul de ipsos a fost executat la un finisaj aplicat direct pe perete. După un grund, panourile izolatoare au fost vopsite în maron şi alb.

După „Engineering News Record''
17 noiembrie 1966

Fig. 2. Vederea generală a unei clădiri administrative executate la Zürich



STRUCTURĂ DE TIP „SCHELET“ DIN ELEMENTE PREFABRICATE CU DIMENSIUNI MODULATE

În Elveţia şi în Republica Federală a Germaniei se extinde în prezent utilizarea unei noi structuri de rezistenţă de tip „schelet'' din elemente prefabricate din beton armat.

Noutatea constă în aceea că întreaga structură se realizează cu numai trei tipuri de elemente prefabricate cu dimensiuni modulate.

În prezent, această structură — care se caracterizează prin acordarea unei mari libertăţi în compoziţia de plan — este utilizată în special în domeniul construcţiilor industriale şi administrative, pentru institute şi laboratoare (fig. 2), care se prevăd a fi dezvoltate în viitor, o mare calitate a noii structurii fiind aceea că se poate extinde cu uşurinţă în orice direcţie, în plan şi pe verticală.

Structura normală a fost concepută pentru clădiri cu înălţimea pînă la trei etaje, dar prin întărirea stîlpilor se poate extinde şi la clădiri cu opt etaje.

Elementele structurii pot fi prefabricate în uzină sau pot fi preturnate pe şantier, cu condiţia asigurării unei toleranţe dimensionale reduse.

Sistemul de coordonare modulară a fost rezolvat pe două dimensiuni de bază: modulul german de 12,5 cm şi modulul standard european de 30 cm.

Ansamblul structural este conceput, pe modulul de 7,20 cm, care acordă o mare flexibilitate la proiectarea distribuţiei în plan orizontal, pe reţea modulară de 1,20 sau 0,60 m (fig. 3).

Modulul în plan vertical este jumătate din cel în plan orizontal : 15 cm, înălţimea curentă a etajelor fiind de 4,20 m.

Cele trei elementele structuarele sînt: stîlpii, grinzile și elementele de planșeu.

Stîlpii de colț au secțiunea L (cu aripi de 20 m lungime și grosime variabilă de 5 — 15 cm); stîlpii exteriori curenți se pot realiza cu doi stîlpi de colț sau cu un stîlp cu secțiunea tip U, iar stîlpii interiori (40 × 40 cm) se pot realiza cu patru stîlpi tip L sau cu doi stîlpi tip U.

La clădiri cu pînă la șase niveluri, stîlpii se pot executa dintr-o bucată pe toată înălțimea construcției.

Grinzile cu deschidere interax de 7,20 m leagă stîlpii pe direcții ortogonale și reazemă pe aceștia prin intermediul unor console (fig. 4); grinzile exterioare au secțiunea în formă de Z, iar grinzile interioare se realizează prin alăturarea a două grinzi exterioare (fig. 5).

Elementele de planșeu din beton precomprimat sînt de tip cheson de 20 cm înălțime, cu placa de 4 cm grosime; ele reazemă pe talpa inferioară a grinzilor tip Z. Stratul termoizolator al planșeelor este înglobat sub placa chesoanelor de la confecționarea acestora.

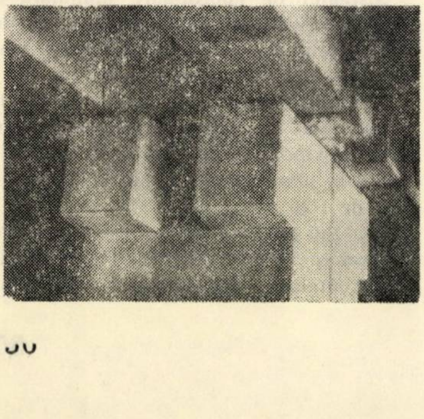
Fațadele se pot executa din zidărie sau din panouri prefabricate, prefinisate. Balcoanele se pot executa din plăci prefabricate care se prind rigid de grinzile exterioare și, prin intermediul balustradei, și de stîlpi.

Pereții interiori despărțitori, din plăci ușoare tip panel, cu sau fără porțiuni vitrate, se pot amplasa în orice poziție pe rețeaua de 1,20 sau 0,60 m.

Pentru a se putea extinde o construcție executată cu această structură, este necesar ca fundațiile stîlpilor exteriori să se execute ca pentru stîlpi centrali. Extinderea construcției se poate face cu deosebită ușurință prin montarea pe aceeași fundație a stîlpilor suplimentari de tip L sau U.

Din „Interbuild", ianuarie 1967

Fig. 4. Vedere a unui nod pe stîlpul central din două elemente tip *U*; pe console reazemă grinzile interioare din elemente tip *Z*, care poartă chesoanele de planșeu



FAȚADE PREFABRICATE DIN ELEMENTE PE TREI NIVELURI

La Edmonton (Canada) s-a construit un nou centru administrativ, înalt de 41 m, construit pe un teren dreptunghiular de 36 × 26 m, care grupează pe o suprafață de 11 000 m² birouri, o bancă, un restaurant etc.

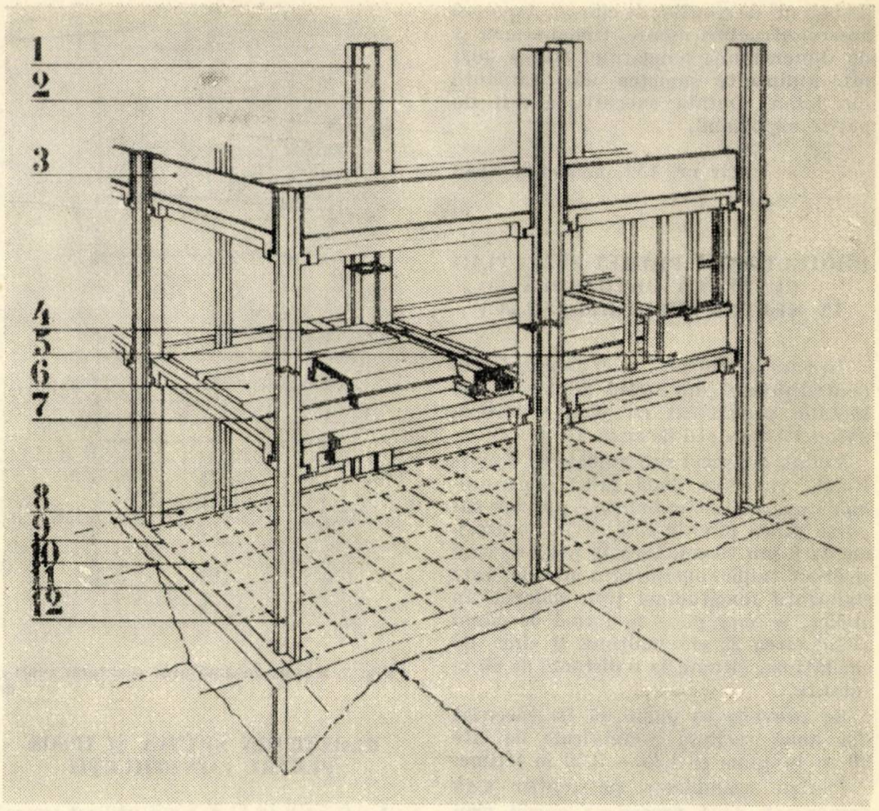


Fig. 5. Vedere în perspectivă axonometrică a structurii de rezistență

1 — stîlp interior; 2 — stîlp exterior curent; 3 — panou (zidărie) parapet; 4 — grindă interioară din două elemente tip *Z*; 5 — panou de fațadă; 6 — element de planșeu tip cheson de 7.20 m deschidere interax; 7 — grindă exterioară tip *Z*; 8 — canal pentru conducte de instalații; 9 — rețeaua modulară structurală; 10 — rețeaua modulară de plan (a elementelor secundare); 11 — elevația executată prin procedee tradiționale; 12 — stîlp de colț tip *L*

Clădirea se înalță în jurul unui sîmbure central din beton. Pe el sprijină una din extremitățile grinzilor în T prefabricate, din beton precomprimat, cu dimensiunile 1,62 m lățime, 9,50 m lungime și 40 cm grosime, care sînt în număr de 56 pe un nivel, formînd planșeul. Cealaltă extremitate a acestor elemente sprijină pe fațada portantă. Această dispoziție permite evitarea oricărui punct de sprijin intermediar și obținerea de planșee libere de orice suport între „sîmbure" și fațade (fig. 6).

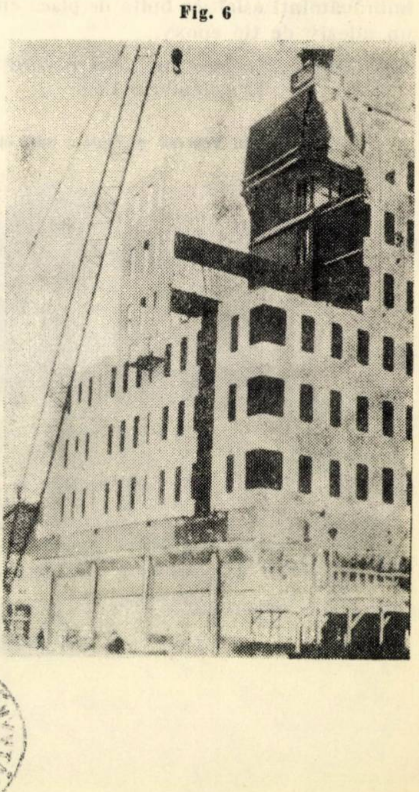
Fațadele sînt de asemenea compuse din elemente prefabricate din beton. Aceste elemente au dimensiuni neobișnuite: lungi de 9,85 m, ceea ce corespunde cu înălțimea a trei etaje. Perimetrul imobilului este închis de 48 panouri de același tip, late de 1,62 m, în greutate de 6 t, de alte 16 elemente cu aceeași lățime, dar care comportă o nervură mai groasă și cîntăresc 7 t precum și de 8 panouri speciale, care formează unghiurile avînd 2,50 m lățime și greutatea de 8,5 t. Aceste elemente, finisate cu cuarț alb, sînt prevăzute pentru a primi direct vitrajele și sînt echipate, încă de la prefabricarea lor, cu conducte pentru încălzirea și condiționarea aerului.

Punerea în operă a elementelor de fațadă a început în luna ianuarie la o temperatură de — 35°C. Dupa două săptămîni erau ridicate primele trei etaje, apoi construcția a continuat în același ritm, iar în septembrie 1966, imobilul a fost dat în folosință.

Este de menționat faptul că la această construcție au fost folosite pentru prima oară în Canada elemente de structură prefabricate din beton precomprimat.

Bâtir, nr. 153, decembrie 1966

Fig. 6



ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883

1967 JUL 24

ALVA

1967 2

R
E 1103

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

E1688

Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

2

1967

VOLUMUL 21, Nr. 2

FEBRUARIE 1967

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghiţescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medveţchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

N. BORZA

Consideraţii asupra industrializării construcţiilor termoenergetice în Republica Socialistă România 57

A. MIHUL, A. MUŞAT, V. STANCIU, L. AVRAM, GH. POPOVICI

Utilizarea prefabricatelor din beton armat la execuţia blocurilor glisate din Bacău, în vederea reducerii preţului de cost şi ridicării productivităţii muncii 62

V. PETCU

Calculul plastic al grinzilor static nedeterminate de oţel cu o singură schemă de încărcare 68

V. GUŢU, O. COTEANU

Contribuţie la proiectarea drumurilor urbane. . 76

T. BARBU

Consolidarea unor ziduri de interes istoric . . 85

E. BOTEA, T. ABRAMESCU, AL. AVRAM

Consideraţii geotehnice în legătură cu experimentarea piloţilor foraţi de tip Benoto . . . 92

V. FOCŞA, A. RADU, L. BIBOROSCH

Permeabilitatea la vapori de apă a unor materiale noi de construcţie 97

MARIA FOCŞA

Pardoseli de mare rezistenţă din dale de beton bazaltic 102

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării
D.G.P. nr. 560/16607/1966

SUMMARY

N. BORZA : Some considerations on the industrialization of power industry constructions in Romania.

The tremendous rate of development of the power industry in Romania during the last 22 years carried the presently installed power in thermo- and hydroelectric power stations up to 325 MW.

The great diversity and the particular technicity involved in thermoenergetics together with the ever increasing annual volume of sach works grant to this kind of activity a considerable weight in the field of industrial constructions. The future development of these works will affect the national economy as a whole through the amount of building materials and of man-power required.

Some problems raised by these involvements are analysed with particular stress being laid on the potentialities of a full industrialization of construction work.

A. MIHUL, A. MUȘAT, V. STANCIU, L. AVRAM, GH. POPOVICI : Prefabricated elements in reinforced concrete used in the construction of slid buildings in Bacău with the aim to reduce costs and to increase work productivity

The authors preset the rational combination between on site wall erection throughe sliding casings and the use of prefabricated elements for floorings, separation evalls, stairs shields for duits and pipings, ventilation stacks aud pergolas, such as this technique was applied to the erection of high-rise residential building in Bacău.

The executional technology is described, together with the advantages obtained through the use of large prefabricated panels with voids for floors, which made possible to reduce reinforcement consumption by 30 per cent and also allowed for a considerable reduction in man-power consumption.

As compared with the solutions adopted in the past – i.e. with sliding casings – the newly adopted ones have resulted in a reduction of 277 h/flat for the manpower at the erection site, a reduction of 101 h/flat for the overall man-power, and a cut off in costs of 2050 lei/flat. Moreover, work quality is considerebly increased while the time required for the erection works is reduced by about 25 per cent.

V. PETCU : Plastic calculation of statically nondetermined steel beams with a single chargnig pattern.

The author establishes the lower limits for the values of overcharge coefficients of temporary atresses acting upon statically mondetermined steed beams with a single charging pattern. These limits are deduced on the basis of the flow limit criterion, according to which steel structures calculated in the plastic range should have an elastic behaviour when submitted to the action of service stresses.

V. GUȚU and O. COTEANU : A contribution to the town road design.

The authors describe some of the more important aspects presented by the design of streets as a function of the town traffic, together with some procedures and methods of calculation used in traffic studies and in street design at the Institute of studies and Design in Building, Architecture and Planning (ISCAS).

Factors that condition an orderly traffic are analysed, namely : drawing up the street diagram, street geometry, crossing arrangement and disposition etc.

T. BARBU : Consolidation of some walls of historical interest.

In the practice of historical monuments restoration one is sometimes faced with consolidation problems the solution of which is dictated by specific conditions that differ from those encountered in common buiding works.

Submitted to the action of agents the destructive effect of which was produced over centuries, many of the existent monuments having a historical character present sections with heavily damaged elements whose restoration is conditioned by a previous consolidation.

The author presents some consolidation solutions recently applied by himself to the restoration of a number of ancient walls of a historical interest, the works being carried out by the Department of Historical Monuments.

E. BOTEA, T. ABRAMESCU, AL. AVRAM : Some geotechnical considerations related to the testing of Benoto type drilled piles.

The Benoto procedure, based on a new technique, solves a great number of problems in the field of foundation works. Besides the technical and economical advantages offered by the new method, it should be stressed that it also helps to damp down noise and vibrations.

The author presents the experiments and the first practical applications of this procedure in producing Benoto type piles, carried ou on the building yard of the Chemical Fertilizer Works in Turnu-Măgurele.

He also presents some basic technological problems concerning both the drilling and the concreting operations the solution of which made pssible the production of high quality. Benoto piles.

V. FOCȘA, A. RADU, L. BILBOROSCH : Water vapors permeability of some new building materials.

The authors present a new method for determining the permeability to water vapors used in the Laboratory for Civil Engineering at the Polytechnical Institute in Jassy, together with some results obtained on a number of heat insulating materials (expanded polystyrene, fibre-boards, cell concrete) and water-proof materials (bituminous board with glass fibre, also known as „paraver”).

M. FOCȘA : High-strength concrete plate floorings.

For the flooring laid down in the electrolysis section of the Slatina Aluminum Works the specifications required the use of concrete plates with uncommon physico-mechanical and chemical characteristics, as imposed by the operating conditons.

The lack of an adequate documentation or experience in the filed raised some very troublesome problems in the efforts made to obtain the characteristics as required in the norms for the production of such elements.

The author describes these characteristics and the way chosen to arrive at a recipe that enabled the production of a high strength concrete ; the aggregate used was basalt.

SOMMAIRE

N. BORZA : Considérations sur l'industrialisation des constructions thermo-énergétiques en Roumanie.

La cadence particulièrement vive à laquelle s'est développée l'activité énergétique en Roumanie les 22 dernière années a porté actuellement à 325 MW la puissance installée dans les centrales thermo et hydro-électriques.

La diversité et la technicité particulières, ainsi que le volume annuel toujours accru des constructions thermo-énergétiques confèrent à ces travaux une pondération importante dans le secteur des constructions industrielles. Le développement futur des constructions thermo-énergétiques aura des répercussions sur l'ensemble de l'économie nationale, autant par la quantité des matériaux de construction que par le nombre des forces de travail absorbées.

L'auteur considère quelques aspects présentés par ces problèmes et surtout es possibilités d'une industrialisation intégrale des travaux de construction.

A. MIHUL, A. MUȘAT, V. STANCIU, L. AVRAM, GH. POPOVICI : L'utilisation des préfabriqués en béton armé à l'éxécution des blocs glissés, en vue de réduire le prix de revient et d'accroitre la productivité du travail.

Les auteurs exposent la manière rationnelle dont ont a combiné, lors la contruction des hautes unités d'habitation de Bacău, l'exécution sur le chantier par coffrages glissants des murs extérieurs de la bâtisse avec les éléments préfabriqués employés pour les planchers, parois, escaliers, masques pour conduites, cheminées de ventilation et pergolas.

On présente la tehnologie d'éxcécution et les avantages obtenus à la suite de l'emploi des grands punneaux préfabriqués à creux pour planchers, qui ont permis de réaliser une réduction de 30% de la dépense en armature et une notable baisse du volume de travail manuel sur le chantier.

Par rapport aux constructions exécutées dans le passé au moyen de coffrages slissants, les solutions adoptées ont abouti à une baisse de 277 h/appartement gour la main-d'oeuvre dépensée, de 10 h/appartement de la main-d'oeuvre en peneral et de 2 050 lei/appartement pour le coût. En même temps, la qualité des gravaux a été sensiblement améliorée – tandis que la durée d'exécution a été tabrégée d'en, viron 25%.

V. PETCO : Le calcul plastique des poutres en acier statiquement nondéterminées à un seul schéma de mise en charge.

L'auteur établit les limites inférieures des coefficients de surcharge pour les efforts temporaires sollicitant les poutres en acier statiquement nondéterminées, à un seul schéma de chargement. Les limites en question sont déduites en prenant comme appui le critère de la limite de fluage, selon lasquelle les structures en acier calculées dans la région de plasticité doivent exhiber un comportement élastique sous l'action des charges d'exploitation.

V. GUȚU et O. COTEANU : Contribution à l'étude des voies urbaines.

L'auteur montre les aspects les plus saillants de l'étude des rues, suivant le trafic urbain, ainsi que certains procédés et méthodes appliqués aux études de circulation et au tracé des rues, tels que pratiqués à l'Institut d'Études en Constructions, Architecture et Systématisation (ISCAS).

Ainsi, sont analyésés les facteurs qui président à l'écoulement en bonnes conditions du trafic et notament : le schéma des rues, les éléments géométriques des rues, la dispositions et aménagement des intersections etc.

T. BARBU : Consolidation de murs présentent un intérêt historique.

Dans la pratique de la restauration des monuments historiques, des problèmes de consolidation interviennent quelque-fois dont la solution est dictée par des conditions spécifiques, qui diffèrent de celles rencontrées dans les constructions ordinaires.

Soumise à l'influence des phénomènes dont l'action s'est produite le long des siècles, une grande partie des constructions à caractère historique existantes présente des parties à éléments très endommagés, dont la restauration est conditionnée par une consolidation préalable.

L'auteur présente quelques solutions de consolidation qu'il a appliqées récemment à la restauration d'un nombre des murs anciens d'intérêt historique, les travaux étant entrepris par la Direction des Monuments Historiques.

E. BOTEA, T. ABRAMESCO, AL. AVRAM : Considérations géotechniques ayant trait à l'expérimentation des pilots forés du type Benoto.

Le procédé Benoto, basé sur une technique nouvelle, résout un nombre important des problèmes qui se posent dans le secteur des traxaux de fondation Outre les avantages techniques et économiques, le procédé permet d'amortir les bruits et les trépidations.

L'auteur présente les essais et les premières applications du procédé Benoto à la construction des pilots du nouveu type, entrepris sur le chantier du Combinat d'Engrais Chimiques de Turnu-Măgurele.

Il présente en même temps quelques problèmes technologiques essentiels concernant paraillement l'opération de forage et celle de bétonnage, dont la résolution a assuré la production de pilots Benoto de qualité supérieure.

V. FOCȘA, A. RADU, L. BIBOROSCH : Perméabilité à la vapeur d'eau de quelques matériaux de construction.

Les auteurs présentent une nouvelle méthode pour déterminer la perméabilité a la vapeur d'eau, méthode utilisée dans le Laboratoire pour constructions Çiviles de l'Institut Polytechnique de Jassy, ainsi que les résultats obtenus pour quelques matériaux isolants thermiques (polystyrène expandé, planches fibro-ligneuses, béton cellulaire) et isolants hydrofuges (carton bituminé à fibres de verre, connu dé sous designation de ,,paraver").

M. FOCȘA : Planchers à haute résistance, en dalles de béton.

Les planchers exécutés dans les halles d'électrolyse des Usines d'Aluminium de Slatina ont requis l'emploi des dalles de béton à caractéristques physico-chimiques particulières, imposées par les conditions de service.

À défaut de documentation d'expérience dans les unités de spécialité, l'accomplissement des caractéristiques requirses par l'étude de conception pour la production des éléments en question a soulevé maints problèmes épineux.

L'auteur décrit ces caractéristiques, ainsi que la manière dont on s'y est pris pour obtenir un béton à haute résistance, l'agrégat employé étant le basalte.

INHALT

N. BORZA : Einige Betrachtungen über industrialisierte Bauverfahren angewandt bei der Errichtung von Wärmekkraftanlagen in der Sozialistischen Republik Rumänien

Die gesamte installierte Leistung der in den letzten 22 Jahren in der Sozialistischen Republik Rumänien errichteten Wärme- und Wasserkraftwerke beträgt heute 325 MW als Folge eines aussergewöhnlich hohem Entwicklungstempo der Kraftanlagen.

Diesen Bauerbeiten wird eine besonders wichtige Rolle im Rahmen des Industrie-Bausektors beigemessen infolge der Mannigfaltigkeit, der hohen technischen Anforderungen und des Jahr um Jahr immer grösserem Umfangs dieser Bauerbeiten. Die Entwicklungswege die der Bau von Kraftanlagen in der Zukunft einschlagen wird sollen sicherlich die gesamte Volkswirtschaft beeinflussen sowohl durch die verbrauchten Baustoffmengen wir durch die hohe Anfrage an Arbeitskräfften.

Im Artikel werden untersucht einige Aspekte dieser Fragen und insbesondere die Möglichkeiten eine vollstängige Industrialisierung der Bauerbeiten einzuführen

A. MIHUL, A. MUȘAT, V. STANCIU, L. AVRAM, GH. POPOVICI : Stahlbeton-Fertigteile angewandt beim Bau von in Gleitschalungen gegossenen Wohnblocks in Bacău – gesenkter Kostenpreis und erhöhte Arbeitsproduktivität

Es wird beschrieben wie man beim Bau von Turmblocks in Bacău die Betonierung der Wände in Gleitschalungen an Ort und Stelle mit der Anwendung von Fertigteilen für den Bau von Decken, Trennwänden, Treppen, Rohrleitungsverkleidungen, Lüftungskanälen und Pergolas zweckmässig zu verbinden gelangte

Es wird beschrieben die Bauweise und es werden hervorgehoben die Vorteile die erlangt wurden durch die Anwendung von grossen vorgefertigten Hohlraum Deckenfertigteilen Dank denen man den Rundstahlaufwand um 30% herabestzte und den Umfang der an Ort, und Stelle durhgeführten Arbeiten ebenfalls wesentlich ermässigte.

Die gewählten Lösungen ermöglichten, wenn verglichen mit den früher nach dem Gleit verfahren errichteten Wohnbuten, folgendes : reduzferter Arbeitsaufwand an der Baustelle um 277 Stunden/Wohnung; gesamter reduzierter Arbeitsaufwand um 101 Stunden/Wohnung; reduzierter Kostenpreis um 2.050 lei/Wohnung. Es soll ebenfalls hervorgehoben werden dass die Qualität der Bauarbeiten sich erhe blich verbesserte und dass die Bauzeit sich um etwa 25% verminderte.

V. PETCU : Plastische Berechnung von statisch unbestimmtem Stahlträgern unter Annahme eines einzigen Belastungsschemas

Im Artikel werden bestimmt die unteren Grenzwerte der Überbelastungskoeffizienten für vorübergehende Lasten die einen statisch unbestimmten Stahlträger nach einem einzigen Belastungsschema beanspruchen. Diese Grenzerte werden bestimmt auf Grund des Kriteriums der Fliessgrenze – alle plastisch berechneten Stahlkonstruktionen sollen sich elastisch verhalten unter dem Angriff der Lasten.

V. GUȚU, O. COTEANU : Ein Beitrag zum Entwurf städtischer Strassen

Im Artikel werden hervorgehoben einige wichtigere Aspekte des Entwurfs von Strassen unter Berücksichtligung des stätischen Verkehrs und beschrieben einige Recheuverfahren angewandt bei der Ausarbeitung von Verkehrsstudien und der Planung von Strassen im Entwurfs und Forschungsinstitut für Bauwesen Architektur und Städtplanung (ISCAS).

Es werden untersucht diejenigen Faktoren von denen eine zweckentsprechende Entwicklung des Verkehrs abhängt u. zw. : Planung des Strassennetzes, Wahl der geometrischen Elemente der Strassen, Verlegung und Gestaltung der Strassenkreuzungen u. a. m.

T. BARBU : Konsolidation einiger historisch interessanten Mauerwerken

In der Praxis der Wiederherstellung von Geschichtsdenkmälern ist man manchmal genötigt Konsolidationsfragen zu lösen unter Berücksichtigung einiger Eigenartigkeiten verschieden von denen üblicherweise in der Baupraxis begegneten.

Im Artikel werden einige Konsolidationsverfahren vorgeführt die jüngstens vom Verfasser, im Rahmen der Direktion für Geschichtsdenkmäler, angewandt wurden bei der Wiederherstellung von alten, historisch interessanten Mauerwerken.

E. BOTEA, T ABRAMESCU, AL. AVRAM : Einige baugrundmechanische Betrachtungen über die versuchmässige Prüfung von Benoto Bohrpfählen.

Das auf eine moderne Technik gegründete Benoto-Verfahren ermöglicht uns höchst verschiedene Fragen des Grundbaus zu lösen. Ausser den technischen und ökonomischen Vorteilen soll noch hervorgehoben werden dass dieses Verfahren der heutigen Tendenz Lärm und Erschütterungen zu vermeiden entspricht.

Die Verfasser führen vor die durchgeführten Versuche und beschreiben die ersten Anwendungen diese Verfahrens beim Bau des Kombinats für Chemische Dünger aus Turnu Măgurele auf welcher Baustelle Benoto-Pfähle ausgeführt wurden.

Es werden ebenfalls einige grundlegende technische Fragen erörtert betreffend Bohren und Betonierung deren Lösung den Bau von einwandfreien Benoto-Pfählen sicherte.

V. FOCȘA, A. RADU, L. BIBOROSCH : Die Wasserdampfdurchlässigkeit einiger Baustoffe

Die Verfasser führen vor ein Verfahren angewandt im Laboratorium für Hochbau der Technischen Hochschule aus Jassy bei der Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit ; es werden ebenfalls angegeben die Ergebnisse die erlangt wurden für einige wärmeschützende (Bläh-Polystyrol, Holzfaser-Platten, Zellenbeton) und wasserabweisende (Teerpappe mit Glasfasern, als Paraver bekannt) Baustoffe.

M. FOCȘA : Hochfeste Bodenbeläge aus Betonplatten hergestellt

Bei der Errichtung der Bodenbeläge der Elektrolysenhalle der Slatina Aluminiumwerke ist die Notwendigkeit erschienen Betonplatten von besonderen physikalisch-mechanischen und chemischen Eigenschaften anzuwenden infloge der herrschenden Betriebsbedingungen.

Der Mangel an zweckmässiger Dokumentation und an Erfahrung der ausführenden Facheinheiten war die Ursache grosser Schwierigkeitten bei der Lösung der Probleme in Zusammenhang mit der Herstellung der Bauteile gemässs den Vorschriften der Entwrefer.

Im Artikel werden beschrieben die charakteristischen Eigenschaften der Bauteile und gezeigt wie man zur Herstellung eines hochfesten Betons mit basaltartigen Zuschlagstoffen gelangte.

СОДЕРЖАНИЕ

Н. БОРЗА: Соображения относительня индустриализации теплоэнергетических сооружений в Социалистической Республике Румыния (СРР)

Особенно быстрый рост развития энергетики за последние 22 года в СРР привел к тому что в настоящее время установленная мощность тепло и гидроцентралей составляет 325 мв.

Большое разнообразие и высокие технические требования а так же возрастающий с каждым годом объем теплоэнергетических сооружений приводят к тому что они приобретают значительный удельный вес в промышленном строительстве. Развитие данных сооружений в будущем будет чувствоваться во всем народном хозяйстве так в отношении количества строительных материалов как и в отношении трудовой силы которые оне потребуют.

В статье анализируются некоторые аспекты этих вопросов и в особенности возможности полной индустриализации работ по их возведению.

А. МИХУЛ, В. МУШАТ, Щ. СТАНЧУ, Л. АВРАМ и Г. ПОПОВИЧ: Применение сборного железоботона при возведении в г. Бакзу высотных жилых зданий в скользящей опалубке в целях снижения себестоимости и повышения производительности труда.

Описан способ при помощи которого при возведении высотных здании в г. Бакэу совмещено целесообразно применение скользящей опалубки для стен с использованием сборных элементов для перекрытий, перегородок, лестниц, маскировки трубопроводов и вентиляций и т.д. Указана технология производства и преимущества полученные использованием для перекрытий сборных крупных нанелей с проемами что допустило снизить на 30 % расход арматуры и в значительноймере затраты труда на строительной площадке.

Принятые решения по сравнению с работами выполненными в скользящей опалубке в прошлом разрешили снизить на строительной площадке затраты труда на 277 часов /квартиру, общего труда на 404 час/квартиру а стоимость на 2050 лей/квартиру. Одновременно качество работ заметно улучшилось а продолжительность работ сокращена на 25 %.

В. ПЕТКУ Пластический расчет статически неопределимых стальных балок используя единную эпюр нагрузки.

В статье устанавливаются нижние пределы значении коефициентов перегрузки временных нагрузок воздействующих на стальные статически неопределимые балки с единной эпюрой нагрузки. Эти пределы установлены по критерию предела текучести согласно которому стальные схемы расчитанные в пластической области должны вести себя упруго под воздействием эксплуатационных нагрузок.

В. ГУЦУ и О. КОТЯНУ: О проектировании городских дорог.

В статье описаны некоторые более важные аспекты проектирования улиц, в зависимости от городского движения а так же несколько приемов и методов расчета применямых при изучении движения и проектирования улиц в Исследовательном и Проектном Институте по строительству, Архитектуре и Градостроительству (ИСКАС). В этом смысле анализируются факторы от которых зависит движение в хороших условиях а именно: составление сети улиц, геометрические их элементы, расположение и устроиство пересечений и т.д.

Т. БАРБУ: Консолидация некоторых стен исторического значения.

В практике реставрацим исторических памятников иногда возникают вопросы консалидирования решения которых диктуются специфическими условиями которые отличаются от встречаемых при обычных зданиях и сооружениях. Под влиянием различных явлений воздействию которых такие постройки подвергаются в течениие веков многие их части имеют сильно поврежденные элементы что приводт к необходимости консолидировать их перед тем как приступать к реставрации.
В статье описаны несколько решении такого рода недавно принятых автором в рамках Дирекции Памятников Истории при реставрации старинных стен.

Е. БОТЯ, Т. АБРАМЕСКУ, А. АВРАМ: Геотехнические соображения в связи с экспериментированием набивных сваи типа беното.

Метод Беното основанный на новой технике позволяет решить много задач по фундаментным работам. Кроме технических и экономических приемуществ метод соответствует стремлению избегнуть шум и сотрясения.
Авторы описывают эксперименты и первые применения данного метода при выполнении свай беното при возведении Химического комбината сельскохозяйственных химикатов в г. Турну-Мэгуреле.
В то же время представлены несколько основных технологических проблем — относящихся как к сверлению так и к бетонированию-решение которых обеспечело высококачественные свай типа беното.

В. ФОКША, А. РАДУ И Л. БИБОРОШ: Паропроницаемость некоторых новых строительных материалов.

Авторы описывают метод определения паропроницаемости применяемый лабораторией культурно-бытовых зданий политехнического Ясского Иститута и результаты полученные при испытании нескольких теплоизоляционных материалов (вспученный полистироль, древесновслокнистые плиты, ячеистый бетон) и гидроизолирующих (битуминированный картон на стеклянном волокне называемый пасавер)

М. ФОКША: Высокопричные полы из бетонных плиток.

По эксплуатационным соображениям полы электролизных цехов на Аллюминиевом Заводе в Слатин надо было зделать из бетонны плит имеющих особые физико-механические и химические свойства.
В статье приведены соответствующие характеристики и способ при помощи которого был разработан рецепт которыи привел к высокопрочнчму бетону на базальтовом заполнителе.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Consideraţii asupra industrializării construcţiilor termoenergetice în Republica Socialistă România[*]

Ing. N. Borza
I.S.P.E.

În anii construcţiei socialiste, energetica ţării noastre s-a dezvoltat într-un ritm deosebit, puterea instalată în centrale termo şi hidroelectrice fiind în 1966 de circa 3 250 MW, adică de circa 6 ori mai mare decît în anul 1944.

Directivele Congresului al IX-lea al P.C.R. prevăd o dezvoltare şi mai impetuoasă a energeticii ţării noastre. Astfel, în anii 1966—1975 se va instala în centrale electrice o putere de circa 10 000 MW, de circa 3 ori mai mult decît puterea instalată pînă în anul 1966.

Circa 80% din energia electrică a ţării este produsă în prezent în centrale termoelectrice şi centralele electrice de termoficare, a căror proiectare şi execuţie se asigură prin Institutul de studii şi proiectări energetice (ISPE), respectiv prin unităţile de execuţie ale Ministerului Energiei Electrice.

Varietatea şi tehnicitatea deosebită a construcţiilor termoenergetice — ca, de exemplu, clădirile principale ale centralelor cu deschideri ce ajung la 45 m şi înălţimi de aproape 50 m, coşuri de fum cu înălţimi pînă la 200 m, turnuri de răcire cu diametre şi înălţimi de ordinul a 50—70 m etc. —, precum şi volumul anual din ce în ce mai mare al acestor lucrări dau construcţiilor termoenergetice o pondere importantă în sectorul construcţiilor industriale.

Astfel, în 1965 cei circa 42 000 de salariaţi care au lucrat la construcţiile termoenergetice au reprezentat circa un sfert din numărul salariaţilor din întregul sector de construcţii industriale. Peste cîţiva ani, cînd volumul anual al lucrărilor de construcţii-montaj va fi de 2—3 ori mai mare decît în prezent, prin mărirea productivităţii muncii, numărul salariaţilor din sector va creşte mult mai puţin decît proporţional. Modul cum se vor dezvolta construcţiile termoenergetice se va resimţi deci în întreaga economie naţională prin cantitatea de materiale de construcţii şi numărul forţelor de muncă absorbite.

În lucrarea de faţă se vor examina unele aspecte ale acestei probleme.

1. ASPECTE ACTUALE ALE INDUSTRIALIZĂRII CONSTRUCŢIILOR TERMOENERGETICE

Este interesant de urmărit evoluţia concepţiei în proiectarea construcţiilor termoenergetice şi a progresului în execuţia lor în ultimii 22 de ani.

Pînă prin anul 1955, activitatea s-a caracterizat prin realizări de volume crescînde de lucrări, cu concepţie şi metode de realizare tradiţionale, necesitînd un număr mare de muncitori, a căror muncă era de o productivitate redusă.

Între anii 1955 şi 1961 au început să se introducă timid elementele de tehnică nouă, de exemplu prefabricate de beton armat, şi de mecanizare a unor lucrări de volume mari, de exemplu fabricarea betonului, caracterul general al lucrărilor rămînînd însă tot cel din perioada precedentă.

Perioada din anul 1961 pînă în prezent se caracterizează prin mecanizarea intensă a unui procent tot mai mare de lucrări prin introducerea de numeroase soluţii avansate, avînd ca scop micşorarea manoperei specifice, mărirea vitezei de execuţie, economisirea de materiale deficitare, reducerea costului. Aşa, de exemplu, pentru construcţia coşurilor de fum s-a introdus tehnica cofrajelor glisante pentru forme tronconice, la turnurile de răcire hiperbolice s-a perfecţionat execuţia cojii în cofraje păşitoare, la clădirile principale ale centralelor Luduş şi Borzeşti s-au realizat stîlpii principali şi pereţii din beton armat monolit turnat în cofraje glisante, la CET Bucureşti-sud s-a realizat prefabricarea integrală a structurii şi montarea grinzilor de rulare pentru poduri rulante grele din beton precomprimat, iar la construcţiile de magazii, ateliere etc. se folosesc tot mai mult prefabricatele de beton armat. Totuşi, faţă de directivele exprimate la Congresul al IX-lea al P. C. R. şi la consfătuirea pe ţară a lucrătorilor din construcţii (februarie 1966) şi faţă de unele ţări socialiste sau capitaliste, se constată încă unele rămîneri în urmă, dintre care :

— lipsa unei concepţii unitare asupra soluţiilor tehnice la unele obiecte (de exemplu, la clădirile principale) şi insuficiente proiecte-tip de construcţii ;

— incompleta mecanizare a lucrărilor de construcţii, ceea ce face ca şantierele de construcţii să fie încă departe de faza de industrializare totală a construcţiilor ;

— ca urmare a celor de mai sus rezultă durate prea mari pentru execuţia lucrărilor, ceea ce produce pagube prin întîrzieri în punerile în funcţiune a unităţilor, productivitate prea mică a muncii, ceea ce contribuie la lipsa de mînă de lucru ce se resimte în întregul sector de construcţii, şi cost prea ridicat al lucrărilor, cu urmări negative asupra posibilităţii de finanţare a planului de investiţii.

Există şi explicaţii pentru unele din lipsurile amintite. Aşa, de exemplu :

— lipsa unei metodologii pentru compararea soluţiilor, pentru cazurile cînd criterii ca : valoarea de investiţie, productivitatea muncii, consumuri de materiale deficitare etc. nu sînt concomitente ;

— varietatea mare a echipamentelor face foarte grea unificarea şi tipizarea proiectelor de construcţii a centralelor electrice ; această lipsă se va putea remedia în parte prin asimilarea de către industria noastră a unor tipuri de agregate ;

— structura planului de electrificare, la care, în perioadele trecute, cînd, din cauza deficitului de putere, criteriul principal a fost punerea în funcţiune cît mai rapidă, iar nu instalări de centrale într-un ritm uniform, aşa cum va fi posibil cînd deficitul de putere va fi lichidat ;

— insuficienta cunoaştere a felului cum s-a rezolvat problema industrializării construcţiilor termoenergetice în ţări cu o dezvoltare energetică anuală comparabilă sau mai mare ca a ţării noastre ;

— insuficienta folosire a metodelor ştiinţifice de organizare a producţiei la şantiere, de planificare pe bază de grafice complexe de reţea optimizate după criteriile de eficienţă maximă.

2. POSIBILITĂŢI DE INDUSTRIALIZARE INTEGRALĂ

Se consideră ca în momentul de faţă există condiţiile pentru a se face o cotitură importantă în industrializarea construcţiilor termoenergetice. Astfel :

— se cunoaşte suficient orientarea din numeroase ţări şi există experienţă proprie suficientă pentru a se fixa asupra soluţiilor constructive care trebuie adoptate pentru un număr de ani, pînă cînd evoluţii noi ale soluţiilor tehnice şi ale condiţiilor economice vor justifica un nou pas ;

— Institutul de proiectare şi unităţile de execuţie, dispunînd de cadre cu multă experienţă şi de mijloace de producţie moderne, pot să privească sub altă perspectivă problemele şi să le materializeze în condiţii tehnice superioare ;

— trecîndu-se de perioada de deficit energetic, programul de dezvoltare energetic se poate concepe pentru o creştere continuă, avînd la bază, drept criteriu fundamental, mărirea productivităţii muncii prin industrializare, care implicit va duce şi la realizarea celorlalte criterii, ca reducerea costului, scurtarea duratei, mărirea calităţii.

În condiţiile actuale se poate studia trecerea la industrializarea completă a lucrărilor de construcţii, la crearea condiţiilor pentru ca munca de la şantiere să tindă spre aceleaşi caracteristici ca munca din fabrici, adică :

— producţia să fie continuă, iar produsele să fie de acelaşi tip ;

---

[*] Articolul este reprodus după revista „Energetica".

— producţia să fie realizată prin maşini, muncitorii fiind în majoritate mecanicii maşinilor, oameni cu calificare superioară şi cu muncă permanentă şi continuă de mare productivitate ;

— viteza de execuţie să fie determinată de capacitatea maşinilor (utilajelor).

A patra caracteristică a producţiei industriale — asigurarea locului de muncă fix—nu poate fi realizată prin natura lucrărilor, decît pentru durate relativ mici, de ordinul a maximum 2—3 ani.

Dînd producţiei de construcţii termoenergetice caracterul industrial, se vor realiza :

— calitate superioară şi constantă a lucrărilor ;

— productivitate mai mare, prin mecanizare intensă şi specializarea muncitorilor ;

— durată mică şi cost scăzut al lucrărilor, prin evitarea lucrărilor manuale ;

— eliberarea unui număr mare de muncitori-constructori, pentru alte activităţi.

Organizarea industrializării lucrărilor de construcţii pentru termocentrale presupune un plan de acţiune complex, care să rezolve concomitent şi corelat toate aspectele, ca :

— programarea punerilor în funcţiune a unităţilor energetice pe o perioadă de timp mai mare ;

— alegerea tehnologiilor optime de execuţie ;

— întocmirea de proiecte-tip şi directive ;

— organizarea corespunzătoare a întreprinderilor de execuţie şi a bazelor de producţie auxiliară.

Industrializarea lucrărilor de construcţii la şantierele de centrale termoelectrice, orientîndu-ne şi după exemple din alte ţări socialiste, în special din U. R. S. S., va necesita rezolvarea următoarelor probleme :

Continuitatea producţiei. Aceasta se poate asigura prin planul de perspectivă, care va trebui să prevadă puneri în funcţiune de unităţi energetice la intervale regulate de timp.

Studiind dezvoltarea energetică a ţării pe o perioadă de cinci sau zece ani, se poate întocmi un program optimizat prin metodele matematice moderne, din care să reiasă numărul şi intervalele de timp la care vor trebui puse în funcţiune anumite tipuri de unităţi energetice.

Uniformizarea produselor se poate asigura prin întocmire de proiecte-tip sau de proiecte directive, care să prevadă folosirea de elemente de construcţie tipizate. Tehnologiile de execuţie vor trebui să fie aceleaşi pentru anumite lucrări (de exemplu, toate turnurile de răcire să fie de 2—3 mărimi, realizabile cu aceleaşi cofraje păşitoare pentru coş şi aceleaşi elemente prefabricate pentru interior), sau toate clădirile principale să fie realizate cu o gamă de elemente prefabricate, montate şi asamblate după o tehnologie unică.

Mecanizarea lucrărilor, în mare măsură aplicată deja, trebuie să se extindă, urmărind totodată reducerea la minimum a lucrărilor la care intervine munca manuală, cum sînt cofrări şi decofrări, montarea manuală a armăturilor pentru beton armat, transportul şi turnarea betonului la înălţime, zidăria de cărămidă, tencuieli manuale etc.

Tipurile utilajelor de construcţie trebuie alese dintre cele cu performanţele cele mai bune, capacitatea lor fiind corelată cu planul de lucru al întregului şantier, astfel ca diversele faze ale lucrării (terasamente, betoane de fundaţii, confecţionarea prefabricatelor, montajul prefabricatelor, montarea tîmplăriei, finisaje etc.) să avanseze cu aceeaşi viteză, toate utilajele necesare diverselor faze fiind folosite la capacitatea lor maximă.

Ritmul de avansare al întregului şantier va fi astfel determinat de faza care foloseşte un singur utilaj principal (de exemplu macaraua de montaj a prefabricatelor grele), şi nu de faze la care intervin utilaje identice în număr mai mare (de exemplu excavatoare pentru săpături sau camioane pentru transporturi).

Astfel se poate realiza lucrul în lanţ continuu, iar muncitorii — în mare parte mecanici şi conducători de utilaje — vor avea o muncă permanentă şi continuă.

În cele ce urmează se vor dezvolta două aspecte ale problemei : alegerea celor mai potrivite sisteme de construcţie şi forma de organizare a şantierelor şi a unităţilor de execuţie corespunzătoare unei industrializări avansate a construcţiilor.

3. ALEGEREA SISTEMELOR CONSTRUCTIVE

Obiectele importante din incinta centralelor, la care trebuie fixate pentru o perioadă de timp soluţiile constructive şi tehnologiile de execuţie, sînt următoarele :

3.1. Coşurile de fum. Sistemul constructiv şi tehnologia pe care le considerăm cele mai corespunzătoare şi care sînt bine puse la punct la noi sînt execuţia fundaţiei şi a soclului din beton armat monolit în cofraje de inventar, iar a coşului propriu-zis, din beton armat monolit turnat în cofraje glisante.

Pentru un coş important (de ordinul a 150 m înălţime), formaţia de lucru poate asigura execuţia fundaţiei şi a soclului în circa 3 luni, iar a coşului glisat în circa 5 luni.

Se menţionează că folosirea cofrajelor glisante pentru elemente de formă tronconică trebuie considerată ca o soluţie de mare tehnicitate, aplicată pînă în prezent în puţine ţări.

3.2. Turnurile de răcire hiperbolice. Şi la aceste construcţii, tehnica folosită în prezent este suficient de avansată pentru a fi menţinută în perioada imediat următoare. Coşul turnurilor se execută din beton armat monolit turnat în cofraje păşitoare, fără schelă, iar dispozitivele interioare din elemente prefabricate. Este totuşi de studiat adaptarea cofrajelor glisante la execuţia turnurilor de răcire în vederea micşorării manoperei.

3.3. Clădirile principale. La aceste obiecte, care prin importanţa lor pot determina caracterul construcţiilor de pe întregul şantier, alegerea unei soluţii constructive, care să fie consecvent aplicată un număr de ani, a fost o problemă de studii şi experimentări îndelungate, dar care încă nu a dus la concluzii unanim acceptate.

Principalele motive care au făcut ca rezolvarea acestei probleme să ceară o perioadă de timp îndelungată sînt :

a) Varietatea mare de soluţii constructive, materiale şi procedee folosite în diverse ţări. Acestea au ajuns să fie mai bine cunoscute în ultimii 3—4 ani, cu ocazia călătoriilor de studii, participării la congrese şi la lucrări CAER şi a vizitării unui număr mare de centrale din mai multe ţări. Iată care sînt în prezent principalele soluţii aplicate curent :

— În U.R.S.S. industrializarea totală a şantierelor prin prefabricarea integrală, inclusiv a fundaţiilor clădirilor şi echipamentelor, cu piese de maximum 35—40 tone, executate în fabrici specializate, din beton armat de înaltă rezistenţă. Piesele se execută în serie, pe bază de proiecte-tip universale. valabile pentru mai multe tipuri de centrale. Ele se montează cu macarale-turn de 600—1 435 tm (fig.1a).

— În R.D.G., R.S.C., R.P.P. şi R.P.B., prefabricarea integrală a suprastructurilor, însă cu un grad mai redus de tipizare şi de producţie industrială a elementelor. Greutatea maximă a pieselor este de 25—30 tone (fig. 1 b)

— În R.P.U., după o experienţă de cîţiva ani cu elemente gigante de 70—75 tone preturnate pe amplasament şi montate cu macarale speciale, procedeul a fost abandonat fiindcă nu conducea la scurtări de termene, ci numai la economii de material lemnos, fiind costisitor şi greoi. În prezent la puţinele centrale ce se execută se foloseşte în general beton armat monolit, uneori cu armături metalice rigide înglobate în beton sau libere.

— În R.F.G., structura sălii cazanelor se face de obicei metalică, iar corpul buncărelor şi sala maşinilor din beton monolit. Sălile de maşini, cu deschidere de circa 25—30 m se acoperă cu grinzi şi plăci din beton prefabricat sau bolţi cilindrici din beton armat monolit (fig. 1 c).

— În Franţa, pînă la nivelul de deservire al turboagregatelor şi cazanelor (circa + 10 m), lucrările se fac din beton armat monolit, iar deasupra acestei cote, din construcţii metalice, folosind panouri de pereţi şi de acoperiş metalice, foarte uşoare (fig. 1 d).

Desigur că diversitatea de sisteme este justificată prin condiţiile specifice ale ţării respective. Rămîne de văzut cu condiţiile cărora dintre aceste ţări sînt mai asemănătoare condiţiile actuale din ţara noastră.

b) Cunoaşterea din literatură sau din vedere a diverşelor sisteme nu este suficientă pentru a crea o opinie de masă a proiectanţilor şi constructorilor, necesară pentru fixarea unei linii tehnice. A fost deci necesară şi o experienţă proprie pentru cunoaşterea din practică a avantajelor şi dezavantajelor diverselor sisteme constructive, a felului cum inginerii, tehnicienii şi muncitorii noştri asimilează diferitele tehnologii de execuţie.

S-au executat astfel, în ultimii ani, diferite soluţii la sala maşinilor şi corpul buncărelor (respectiv al degazoarelor), sala cazanelor executîndu-se aproape fără excepţie din construcţie metalică, soluţie strîns legată de structura metalică a cazanelor.

Astfel :

— La extinderea CET Craiova cu 2 × 315 MW, stîlpii sălii maşinilor, construcţiile interioare din sala maşinilor şi corpul buncărelor în întregime s-au executat din beton armat monolit, folosind panouri de cofraje din tegofilm şi schele de susţinere metalice. Lucrarea se caracterizează prin calitate bună, dar prin consum mare de materiale auxiliare deficitare, prin durată mare de execuţie şi număr foarte mare de muncitori, în special dulgheri.

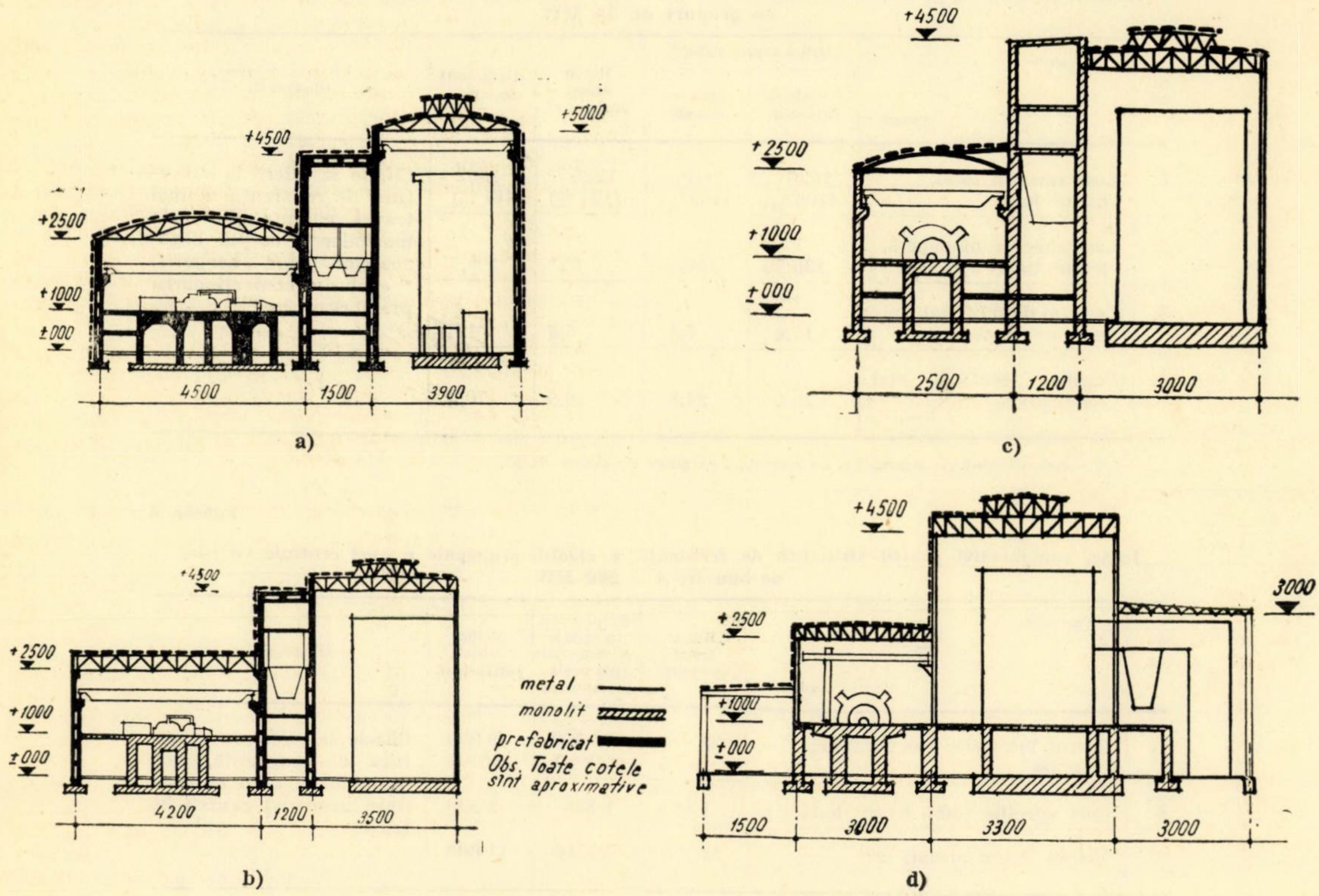


Fig. 1. Scheme uzuale pentru clădirile principale ale marilor centrale termoelectrice:
a — U.R.S.S. — centrală tip cu grupuri de 200—300 MW; *b* — R.D.G., R.S.C., R.P.P. — centrală cu grupuri de 100—200 MW; *c* — R.F.G. — centrala Frimmersdorf; *d* — **Franţa** — centrale Champagne sur Oise.

— La extinderile CTE II Luduş 2 × 200 MW şi CET Borzeşti 2 × 200 MW, şirurile de stîlpi A şi B ai sălii maşinilor s-au executat din beton armat monolit turnat în cofraje glisante. S-au glisat panouri de 6—9 stîlpi concomitent cu grinzile de legătură, şi — deşi forma acestor panouri a fost mai complicată decît a construcţiilor cilindrice, pentru care a fost concepută metoda de betonare în cofraje glisante — rezultatele au fost bune în ce priveşte calitatea lucrării şi remarcabile în ce priveşte viteza de execuţie.

— La construcţia corpului de degazoare ale grupului VI Borzeşti, s-a experimentat glisarea unui construcţii în cadre spaţiale, dar dificultăţile au fost prea mari pentru a duce la rezultate acceptabile ;

— La CET Bucureşti-sud 2 × 50 MW şi 2 × 100 MW s-au folosit elemente prefabricate grele, pînă la 26 tone, asamblate prin sudură „în baie'' a armăturilor şi montate cu macarale-turn tip BK 405, după exemplul altor ţări socialiste. După învingerea greutăţilor inerente începutului, la etapa a II-a a lucrărilor s-au obţinut rezultate remarcabile în ce priveşte calitatea betoanelor, viteza mare de execuţie şi mai ales reducerea considerabilă a mîinii de lucru. Pentru montarea suprastructurii sălii maşinilor (inclusiv acoperişul) şi a platformelor pentru conducte pe 13 travee, au fost necesare numai 75 de zile lucrătoare în medie cu 45 de muncitori în cele două schimburi.

— Pentru CET Galaţi s-a proiectat o structură integral metalică pentru a se încadra în caracterul lucrărilor combinatului siderurgic. Indicii economici sînt însă mult mai de favorabili decît ai construcţiilor din beton armat.

Un studiu elaborat în comun la ISPE şi TCME arată că pentru structuri similare executate prin metodele expuse mai sus se obţin indicii din tabela 1.

Un alt studiu mai sumar întocmit recent în ISPE pentru o centrală de 4 × 200 MW, cu corp de buncăre, duce la cifrele din tabela 2.

Concluziile finale rezultate din experienţa de pînă acum şi din studiile făcute* arată că pentru săli de maşini şi corpurile de buncăre sau degazoare :

— construcţiile din beton armat monolit executat cu cofraje din panouri de inventar şi schele de lemn sau din profile metalice duc la o durată de execuţie prea mare, la un număr prea mare de muncitori (în special dulgheri) care lucrează cu productivitate redusă şi la consumuri exagerate de materiale auxiliare ;

— construcţiile din beton armat în cofraje glisante nu se pot folosi cu succes la structuri spaţiale (corp de buncăre sau degazoare), iar combinarea lor cu alte procedee pentru grinzi şi planşee duce la complicaţii de execuţie, la aplicarea mai multor tehnologii de execuție la același obiect; procedeul prezintă interes pentru structuri plane;

---

* Concluziile sînt ale autorului şi nu reprezintă un punct de vedere oficial

— construcțiile din prefabricate asigură cu certitudine calitatea și viteza mare de execuție, au o productivitate a muncii ridicată, permit o industrializare intensă a șantierului și o muncă continuă și în timpul iernii, dar sînt mai costisitoare.

Tabela 1

Indicii principali pentru structura clădirii principale cu corp de degazoare la o centrală cu grupuri de 50 MW

Nr. crt.	Varianta / Indici	Beton armat monolit		Beton armat prefabricat	Construcții metalice	Observații
		Cofraje de inventar	Cofraje glisante			
1.	Cost specific total, lei/m^2 hală	1020 (100 %)	1110 (109 %)	1230 (121 %)	1632 (161 %)	Cifrele se referă la structura de rezistență a unei travei curente din sala mașinilor și corpul degazoarelor (fară acoperiș) * exclusiv confecționarea prefabricatelor
2.	Cost specific manoperă, lei/m^2 hală	136,50	158,50	92*	100,7	
3.	Consum de material lemnos, m^3/travee	17,6	7,5	5,8	1,3	
4.	Consum total de oțel tone/travee	29,8	34,8	36,9	70,3	

* Concluziile sînt ale autorului și nu reprezintă un punct de vedere oficial.

Tabela 2

Indici comparativi pentru structura de rezistență a clădirii principale a unei centrale cu corp de buncăre 4 × 200 MW

Nr. crt.	Varianta / Indici	Beton armat monolit	Stilpi beton în cofraje glisante, iar planșeele prefabricate	Beton armat perfabricat	Observații
1.	Costul lucrărilor comparabile, mii lei	21 980 100%	24 570 (112 %)	29 950 (136 %)	Cifrele se referă la structura de rezistență, sala mașinilor și corp buncăre (fără acoperiș) pentru 39 travei.
2.	Cost specific total, lei/m^2 hală	1 635	1 830	2 230	
3.	Volum beton armat, m^3	12 770	12 500	11 600	

Costul lor mai ridicat nu provine atît din costul materialelor sau al manoperei, care sînt apropiate în cele trei variante, ci din tarifele oficiale ale utilajelor, din normele de timp pentru montaj și din normele de devize pentru confecționarea prefabricatelor. Costul ridicat nu reprezintă deci un consum de muncă vie, ci are un caracter pronunțat convențional.

Părerea autorului este că soluția în prefabricate, deși aparent este mai costisitoare, trebuie să fie adoptată, impunîndu-se prin celelalte avantaje importante ale sale, mai ales prin productivitatea mare a muncii și prin posibilitatea de industrializare a șantierelor de construcții, avantaje pentru care s-a adoptat această soluție în alte țări socialiste.

Totodată se consideră că ar trebui să se revizuiască tarifele utilajelor și normele de timp pentru confecționarea și montarea prefabricatelor, pentru a se înlătura scumpirea artificială a construcțiilor din prefabricate.

Se propune deci să se adopte pentru un număr de ani sistemul de construcție schițat în figura 1 b.

3. 4. **Clădirile auxiliare** (ateliere, magazii, corp administrativ, stații de tratare a apei, stații de descărcare a cărbunelui etc.), este indicat să se execute din elemente prefabricate din beton armat, de preferință elemente tipizate pe plan republican pentru construcții industriale, produse în fabricile republicane. Și pentru aceste clădiri prefabricate, costul este mai ridicat decît dacă s-ar folosi materiale și metode tradiționale de execuție, dar avantajele de industriaizare a șantierelor și de reducere masivă a numărului de muncitori se consideră că sînt determinante.

4. ORGANIZAREA EXECUȚIEI

Adoptînd soluțiile constructive menționate, reducînd numărul tipurilor de elemente printr-o tipizare corespunzătoare a proiectelor și planificînd termenele de punere în funcțiune a instalațiilor, astfel ca eforturile să fie continue și uniforme, se poate preconiza o organizare a execuției cu formații de lucru specializate pentru anumite genuri de lucrări Acestea ar fi:

4. 1. Formația pentru lucrările de organizare a șantierului, specializate în montări de baracamente, montări de întreprinderi auxiliare (gospodăria de agregate și fabrica de betoane, atelierele de dulgherie și armături, atelierele pentru instalații și întreținere utilaje etc.).

4. 2. Formația pentru lucrări de terasamente și drumuri (nivelare generală, săpături pentru subsoluri, fundații, canalizări, aducțiuni), dotată cu gama de mașini pentru terasamente și cu mijloace de transport.

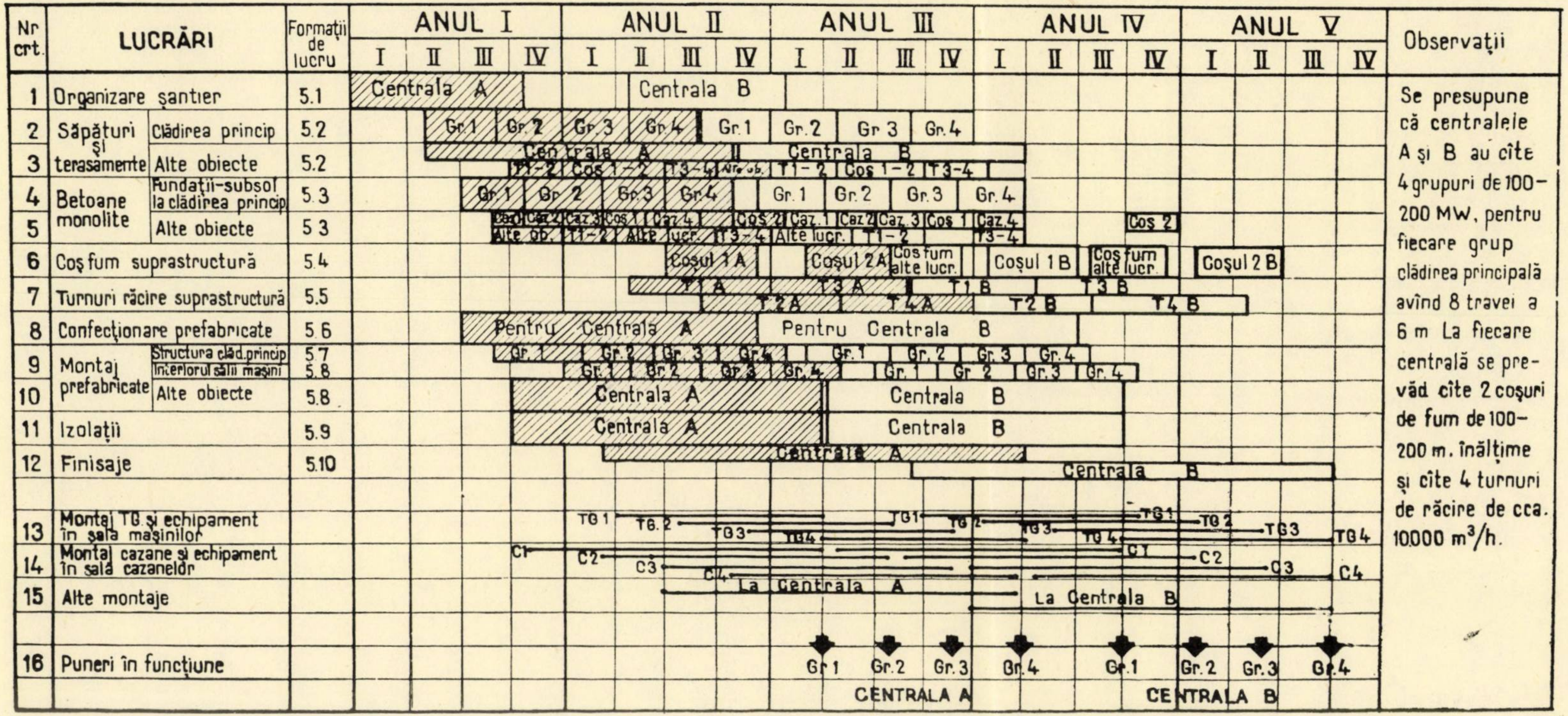
4. 3. Formația pentru betoane monolite la fundațiile și lucrările subterane de la clădirea principală, aducțiuni, coșurile de fum și turnurile de răcire, clădirile auxiliare etc.

4. 4. Formația pentru executarea de betoane în cofraje glisante la suprastructura coșului de fum, dotată cu utilajele și instalațiile specifice, cu cofrajele glisante de inventar și încadrată cu personal specializat.

4. 5. Formația pentru executarea de betoane în cofraje pășitoare la suprastructurile turnurilor de răcire, de asemenea dotată cu utilaje specifice, cofrajele pășitoare de inventar și încadrată cu personal specializat.

4. 6. Întreprinderea auxiliară pentru producția de prefabricate specifice construcțiilor energetice. Această întreprindere urmează a fi amplasată într-o localitate care întrunește condiții favorabile (agregate de bună calitate și ieftine, dis-

GRAFIC PENTRU EXECUTAREA ÎN LANȚ A CENTRALELOR TERMOELECTRICE DE 4×200 MW



Nr crt.	LUCRĂRI		Formații de lucru
1	Organizare șantier		5.1
2	Săpături și terasamente	Clădirea princip	5.2
3		Alte obiecte	5.2
4	Betoane monolite	Fundații-subsol la clădirea princip.	5.3
5		Alte obiecte	5.3
6	Coș fum suprastructură		5.4
7	Turnuri răcire suprastructură		5.5
8	Confecționare prefabricate		5.6
9	Montaj prefabricate	Structura clăd. princip.	5.7
		Interiorul sălii mașini	5.8
10		Alte obiecte	5.8
11	Izolații		5.9
12	Finisaje		5.10
13	Montaj TG. și echipament în sala mașinilor		
14	Montaj cazane și echipament în sala cazanelor		
15	Alte montaje		
16	Puneri în funcțiune		

Observații

Se presupune că centralele A și B au cîte 4 grupuri de 100–200 MW, pentru fiecare grup clădirea principală avînd 8 travei a 6 m. La fiecare centrală se prevăd cîte 2 coșuri de fum de 100–200 m. înălțime și cîte 4 turnuri de răcire de cca. 10000 m³/h.

ANUL I
ANUL II
ANUL III
ANUL IV
ANUL V
I
II
III
IV
Centrala A
Centrala B
Gr. 1
Gr. 2
Gr. 3
Gr. 4
T1-2
Cos 1-2
T3-4
Alte ob.
Caz. 1
Caz. 2
Caz. 3
Cos 1
Caz. 4
Cos 2
Alte lucr.
Coșul 1 A
Coșul 2 A
Cos fum alte lucr.
Coșul 1 B
Coșul 2 B
T1 A
T3 A
T1 B
T3 B
T2 A
T4 A
T2 B
T4 B
Pentru Centrala A
Pentru Centrala B
TG 1
TG 2
TG 3
TG 4
C1
C2
C3
C4
La Centrala A
La Centrala B
CENTRALA A
CENTRALA B

Fig. 3

tanţe de transport convenabile, fabrică de ciment în apropiere, posibilităţi de recrutare şi cazare a muncitorilor specializaţi etc.). Ea urmează să fie dimensionată pentru a putea alimenta în mod continuu toate şantierele de construcţii termoenergetice.

4. 7. Formaţia pentru montajul prefabricatelor la structura clădirii principale. Această formaţie, înzestrată cu una sau două macarale de mare capacitate, cu dispozitivele auxiliare şi cu instalaţiile de sudură, determină viteza de avansare a întregului şantier.

4. 8. Formaţia pentru montajul prefabricatelor la celelalte obiecte (clădiri auxiliare, planşeele interioare din sala maşinilor, structura interioară a turnurilor de răcire etc.). Dotată cu macarale de capacitate mai mică şi de mobilitate mare şi cu personal specializat, această formaţie, care, prin specificul său, are de montat numeroase obiecte, trebuie să-şi coordoneze riguros activitatea cu formaţia care îi precede în desfăşurarea lucrărilor.

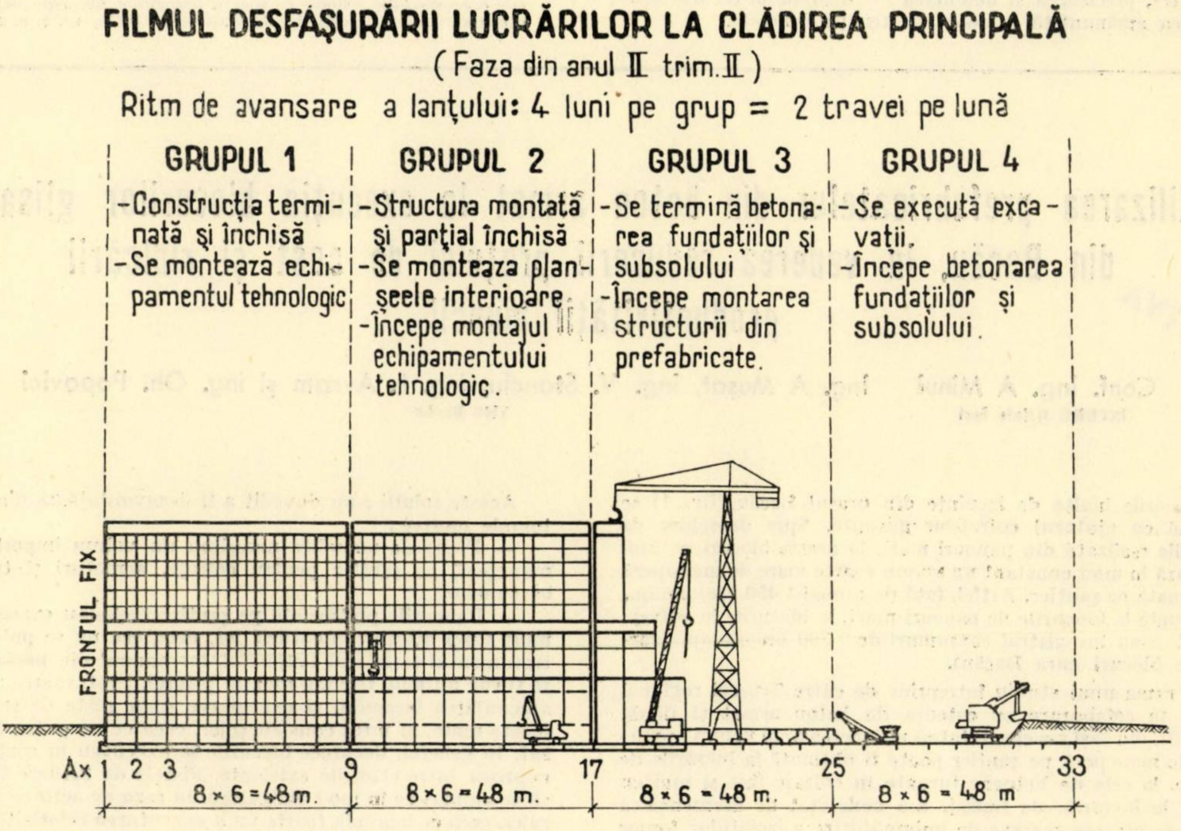

FILMUL DESFĂŞURĂRII LUCRĂRILOR LA CLĂDIREA PRINCIPALĂ
(Faza din anul II trim.II)
Ritm de avansare a lanţului: 4 luni pe grup = 2 travei pe lună
GRUPUL 1
-Construcţia terminată şi închisă
-Se montează echipamentul tehnologic
GRUPUL 2
-Structura montată şi parţial închisă
-Se montează planşeele interioare
-Începe montajul echipamentului tehnologic.
GRUPUL 3
-Se termină betonarea fundaţiilor şi subsolului
-Începe montarea structurii din prefabricate.
GRUPUL 4
-Se execută excavaţii.
-Începe betonarea fundaţiilor şi subsolului.
FRONTUL FIX
Ax 1 2 3
9
17
25
33
8 × 6 = 48 m.
8 × 6 = 48 m.
8 × 6 = 48 m.
8 × 6 = 48 m

Fig. 2

4. 9. Formaţia pentru lucrări de izolaţii (hidroizolaţii, izolaţii termice şi fonice, protecţii anticorosive etc.).

4. 10. Formaţia pentru lucrări de finisaje, montaj, tîmplărie etc.

Capacitatea formaţiilor trebuie astfel determinată, încît păstrînd un personal constant (sau cu fluctuaţii minime), să realizeze viteze de avansare egale ale lucrărilor respective, cu decalajele tehnologic necesare între ele. Astfel lucrările se vor desfăşura în lanţ continuu, fără perioade de stagnare sau de vîrf pentru formaţii.

Evident că nu este suficient ca planificarea lucrărilor să se facă numai pentru un şantier. Trebuie studiată desfăşurarea tuturor şantierelor de termocentrale mari, astfel ca o formaţie, în momentul cînd îşi termină activitatea la un şantier, să aibă condiţiile create pentru a ataca lucrările din profilul său la şantierul următor.

De asemenea, activitatea de construcţii trebuie corelată cu activitatea, nu mai puţin importantă şi complexă, de montaj al echipamentelor termomecanice, electrice, hidrotehnice etc.

Studiul desfăşurării lucrărilor de construcţii şi montaje la o serie de şantiere este, desigur, o operaţie extrem de laborioasă, care se poate face cu ajutorul graficelor de reţea. Prin încercări succesive, un asemenea grafic de reţea se poate optimiza în funcţie de anumite criterii considerate mai importante, de exemplu urmărind productivitatea maximă a muncii şi fluctuaţii minime ale forţelor de muncă.

Din studiul de optimizare al unui asemenea grafic de reţea va rezulta succesiunea cea mai logică a diverselor lucrări şi capacitatea fiecărei formaţii. Se va putea considera că s-a ajuns la cea mai bună schemă, cînd graficul de reţea va avea cît mai multe drumuri critice, sau cînd rezervele de timp ale drumurilor necritice vor fi minime.

Pentru ilustrarea organizării preconizate, se dă un grafic de execuţie (fig. 2) în forma sa cea mai simplă, presupunînd că sînt de executat, pe rînd, două termocentrale cu patru grupuri de 100—200 MW cu combustibil solid.

La alcătuirea graficului s-a admis, în mod convenţional, ca lucrările de bază să înceapă la patru luni după începerea lucrărilor de organizare a şantierului, punerea în funcţiune a primului grup să aibă loc la 23 de luni de la începerea lucrărilor de bază, iar a grupurilor următoare la intervale regulate de patru luni. Pentru trecerea unei formaţii de lucru de la o centrală la alta s-au prevăzut 0—2 luni.

Intervalul de timp între darea în funcţiune a grupurilor 1 de la două centrale consecutive rezultă de 18 luni. Toate formaţiile de lucru se dimensionează astfel ca să execute lucrările din profilul lor în 17—18 luni. Astfel, trecînd de la o centrală la alta, ele au o activitate continuă.

În unele cazuri, aceasta nu apare posibil. De exemplu, formaţiile 4. 1. şi 4. 4. termină în mai puţin de 17—18 luni lucrările specifice lor de la o centrală. Ele vor trebui fie să lucreze în anumite perioade la alte lucrări decît ale centralelor A şi B, fie să lucreze ca echipe de întărire a altor formaţii (de exemplu a formaţiei 4. 3) În alte cazuri, formaţii ca 4.10 şi cele de montaj-echipament se vor împărţi în echipe pentru a putea lucra concomitent la cele două centrale.

Este clar că o asemenea organizare nu poate fi realizată, decît printr-o conducere centralizată a producţiei dintr-un punct de dispecer central, pe bază de grafic de reţea, cu ajutorul calculatoarelor electronice.

Filmul desfăşurării lucrărilor la clădirea principală este schiţată în figura 3, în ideea că pentru fiecare grup se prevede o clădire de 8 travee a 6 m. Ritmul de avansare a lanţului de lucrări este presupus de 2 travee pe lună, determinat de viteza de montaj a prefabricatelor la structura clădirii principale (o macara BK 405 sau similară pentru corpul buncărelor şi o automacara Coles sau similară pentru sala maşinilor).

Graficul şi schiţa din figura 3 au numai un caracter orientativ, precizarea şi detalierea lor urmînd să rezulte din studierea amănunţită a unor construcţii concrete.

Bibliografie

[1] Kuptov I.P. şi Ioffe I. P.: *Proiectarea şi construcţia centralelor termoelectrice.* Editura energetică, Moscova, 1962.

[2] x x x . C A. E. R. Comisia permanentă pentru construcţii. *Protocolul grupei de experţi pentru studierea termocentralelor analoge.* Varşovia, 1964.

[3] Vicol P.: *Tehnica nouă în construcţia şi montajul instalaţiilor energetice. Realizări şi perspective.* Energetica 12 (1964) nr. 1 p. 22–29.

[4] Borza N şi Hristoforov A.: *Aplicarea tehnicii noi în proiectarea construcţiilor energetice.* Energetica 12 (1964), nr. 1. p. 12–21.

[5] Nedelcu O, Borza N şi Hristoforov A. *Stadiul actual al soluţiilor constructive la centralele termoelectrice mari din R. P. R.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii (1964), nr. 12, p. 613–619.

[6] Borza N.: *Tendinţe noi în construcţia marilor termocentrale din unele ţări socialiste.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii (1965), nr. 1. p. 23–31.

[7] Borza N., Ghergu I. şi Popescu C.: *Aspecte din proiectarea în prefabricate a construcţiilor centralei electrice de termoficare Bucureşti-sud.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii (1965), nr. 5, p. 225–236.

G f 6493/67
LEFORDITVA

Utilizarea prefabricatelor din beton armat la execuţia blocurilor glisate din Bacău, în vederea reducerii preţului de cost şi ridicării productivităţii muncii*

Conf. ing. A Mihul
INCERC filiala Iaşi

Ing. A Muşat, ing. V. Stanciu, ing. L. Avram şi ing. Gh. Popovici
TRC Bacău

Blocurile înalte de locuinţe din oraşul Bacău (fig. 1) se execută cu ajutorul cofrajelor glisante. Spre deosebire de blocurile realizate din panouri mari, la aceste blocuri se înregistrează în mod constant un volum foarte mare de manoperă consumată pe şantier. Astfel, faţă de numai 1 450 ore/om/ap., consumate la blocurile de panouri mari, la blocurile în cofraje glisante s-au înregistrat consumuri de 2 300 ore/om/ap. (cartier de blocuri gara Bacău).

În urma unui studiu întreprins de către Trustul regional Bacău în colaborare cu catedra de beton armat şi filiala ÎNCERC din Iaşi s-a constatat că reducerea unui volum important de manoperă pe şantier poate fi obţinută la lucrările de zidărie, la cele de betoane turnate în cofraje fixe şi mai cu seamă la lucrările de finisaj. S-a constatat de asemenea că există la planşee rezerve de îmbunătăţire a izolaţiilor fonice şi de reducere a consumului de armătură şi cofraj.

În acest scop s-au propus şi s-au realizat în practică:

— executarea planşeelor sub formă de panouri mari prefabricate cu goluri, în locul planşeelor dală monolite sau al celor preturnate pe şantier;

— executarea pereţilor despărţitori din beton armat prefabricat în atelier în casete verticale, în locul zidăriei de cărămidă de 6 cm;

— executarea scărilor prefabricate (rampe şi podeste), în locul scărilor monolite;

— prefabricarea coşurilor de ventilaţie şi a măştilor pentru conducte, cît şi prefabricarea elementelor de pergolă.

În afara acestor măsuri, care au condus la ridicarea gradului de industrializarea blocurilor executate în cofraje glisante, s-au revizuit cofrajele, sporindu-se rigiditatea lor; s-a îmbunătăţit sincronizarea deplasării preselor şi s-a sporit compactarea betonului, reducîndu-se astfel în mare măsură denivelările la pereţi în interiorul aceloraşi încăperi.

1. PLANŞEE PREFABRICATE DIN PANOURI MARI CU GOLURI

La blocurile glisate, realizate în anii precedenţi, TRC Bacău şi-a însuşit metoda de executare a planşeelor prin folosirea panourilor preturnate în pachete pe şantier şi prin turnarea planşeelor monolite cu cofraje de inventar.

Aceste soluţii s-au dovedit a fi dezavantajoase din următoarele motive:

— Planşeele monolite necesitau un volum important de manoperă pe şantier pentru cofraje, armături şi turnarea betoanelor.

— Panourile preturnate pe şantier trebuiau executate cu mult timp înaintea montării lor, deoarece nu se putea face tratamentul termic al betonului, iar panoul din pachet, care se turna ultimul, trebuia montat primul. Preturnarea necesita amenajarea terenului şi executarea unor piste de suprafaţă foarte mare, în jurul construcţiilor, ceea ce nu putea fi realizat, în general, deoarece blocurile se executau în spaţii mici, cuprinse între clădirile existente. Pistele de turnare trebuiau să se amplaseze în mod obligatoriu în raza de acţiune a macaralei, ceea ce îngreuia foarte mult executarea celorlalte lucrări exterioare, amplasamentul fiind ocupat de planşee. Preturnarea planşeelor pe timp friguros punea probleme de protecţie a betonului, dificil de rezolvat şi care sporeau totodată costul lucrărilor. După montarea şi monolitizarea panourilor, planşeele necesitau o rectificare generală a suprafeţei, întrucît straturile intermediare aşezate între planşee (glet de ipsos, hîrtie sulfit etc.) nu permiteau obţinerea unor feţe suficient de netede, care să permită spoirea directă a planşeelor.

Atît la executarea planşeelor monolite, cît şi la executarea planşeelor preturnate, consumul de oţel era mare, datorită deschiderilor relativ mari şi a grosimii mici a plăcii, 100 mm. Astfel pentru cea mai mare parte din plăci consumul de armătură prevăzut iniţial în proiectare rezultă de 9,4 kg/m².

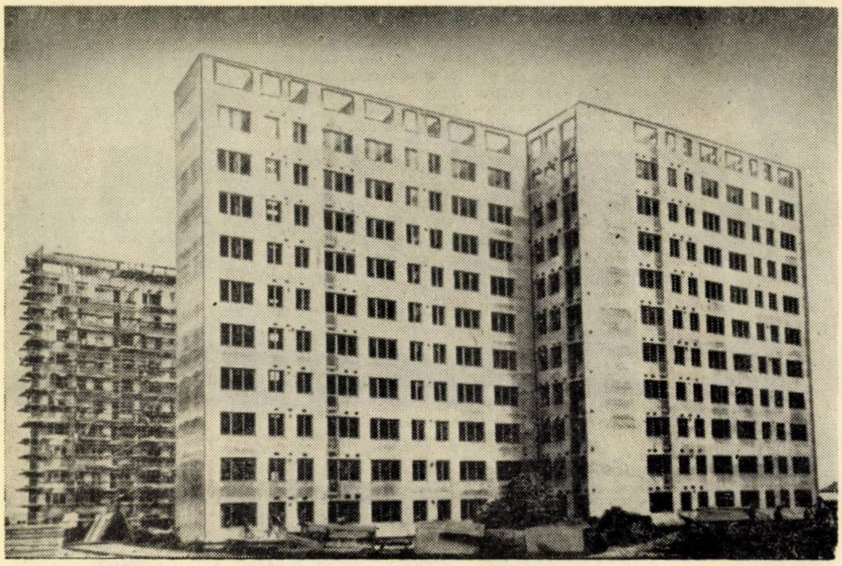
Datorită grosimii relativ mici a planşeelor (100 mm), sifoanele de pardoseală de la băi nu se puteau îngloba în grosimea plăcii, fapt care obligă constructorul la executarea unor supraînălţări ale planşeului cu beton, care ajungea pînă la 70 mm grosime (pentru a crea pantele de scurgere la baie); această supraînălţare duce în mod direct la ridicarea cotei generale a pardoselii apartamentelor, la supraîncărcarea planşeelor, respectiv la un consum sporit de materiale. Tuburile pentru instalaţiile electrice se pozau de asemenea deasupra acestor planşee, ceea ce necesita îngroşarea betonului de zgură din apartamente, în vederea acoperirii şi protejării acestora.

Cea mai mare parte a acestor dezavantaje au fost eliminate prin înlocuirea planşeelor cu secţiunea plină cu planşee cu goluri, care se execută în atelierul de prefabricate al TRC Bacău, sub formă de panouri mari.

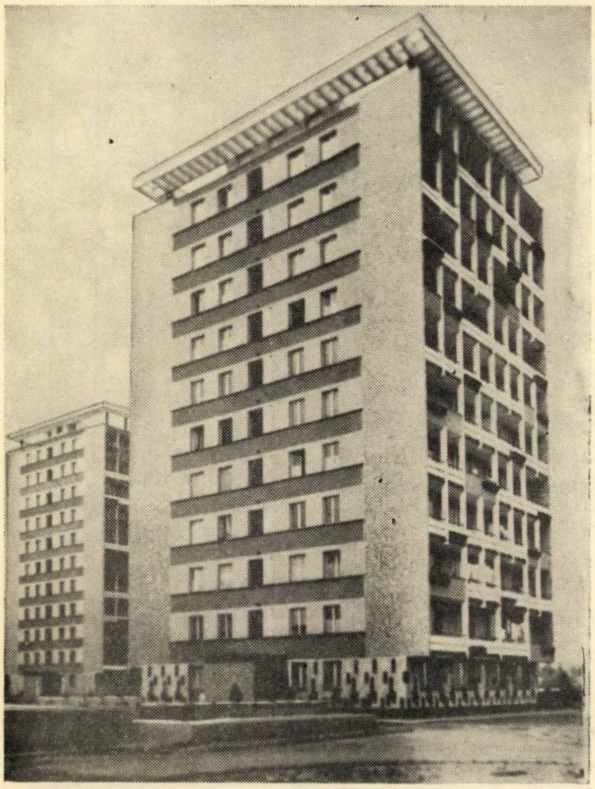
Panourile au grosimea de 140 mm cu goluri rotunde de diametru 90 mm, dispuse la distanţa de 150 mm din ax în ax (fig. 2).

---

*Pentru punerea în funcţiune a proceselor tehnologice şi de execuţie a prefabricatelor în atelierul TRC Bacău, au adus o valoroasă contribuţie tov. Ing. Platon Vasile, Ing. Butnaru Sorin şi tehn. Sporici Petre.



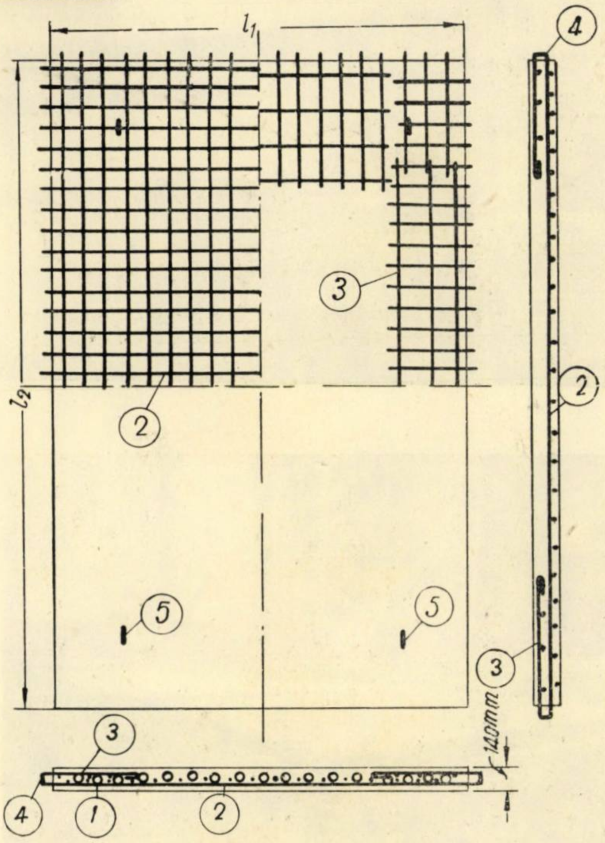
a



b

Fig. 1. Blocuri de locuinţe realizate în oraşul Bacău
a — blocuri bară în construcţii; b — bloc turn finisat

Fig. 2. Panouri mari prefabricate cu goluri rotunde, folosite în cadrul TRC Bacău
1 — goluri ∅ 90 mm ; 2 — armătura inferioară ; 3 — armătura de la partea superioară ; 4 — mustăţi de monolitizare ; 5 — urechi de prindere.



Ca urmare a sporirii grosimii plăcilor s-a redus în mod corespunzător consumul de armătură (cu cca 30% — de la 9,4 kg/m^2 la 6,1 kg/m^2), consumul de beton rămînînd acelaşi ca şi în cazul planşeelor preturnate pe şantier. Grosimea de 140 mm permite înglobarea comodă a sifonului de pardoseală, ceea ce a înlăturat dezavantajele arătate la planşeele preturnate în pachet.

Turnarea planşeelor se face pe funduri încălzitoare metalice (fig. 3) în atelierul trustului, avînd cofrajele laterale tot metalice (pieptene) cu goluri practicate pentru trecerea mustăţilor de îmbinare şi a ţevilor necesare creării golurilor orizontale (fig. 4).

La turnarea panourilor se execută golurile necesare pentru trecerea conductelor, coşurilor de ventilaţie etc. Prin executarea planşeelor pe tipare metalice, se obţine intradosul perfect neted, ceea ce conduce la eliminarea completă a tencuielilor pe elementul prefabricat.

Golurile orizontale se obţin cu ajutorul unor ţevi, avînd diametrul exterior de 90 mm, care sînt înglobate în masa betonului la turnarea planşeelor, fără a fi unse cu materiale decofrante. După compactarea betonului, ţevile se rotesc pentru a împiedica aderenţa cu betonul şi sînt extrase la circa două ore de la turnare cu ajutorul unui troliu şi al unui cărucior (fig. 5, fig. 6).

Ritmul de executare a panourilor pentru planşee este de două elemente pe un tipar în 24 ore, fapt care permite executarea lor concomitent cu montarea planşeelor, fără a fi nevoie de crearea unui stoc în atelier sau pe şantier.

Panourile sînt livrate la şantier, după 12 ore de la turnare. Transportul la şantier se execută pe remorci amenajate special. Pe şantier, planşeele se depozitează în raza de acţiune a macaralei. Montarea planşeelor se execută cu ajutorul macaralelor turn după metodele cunoscute.

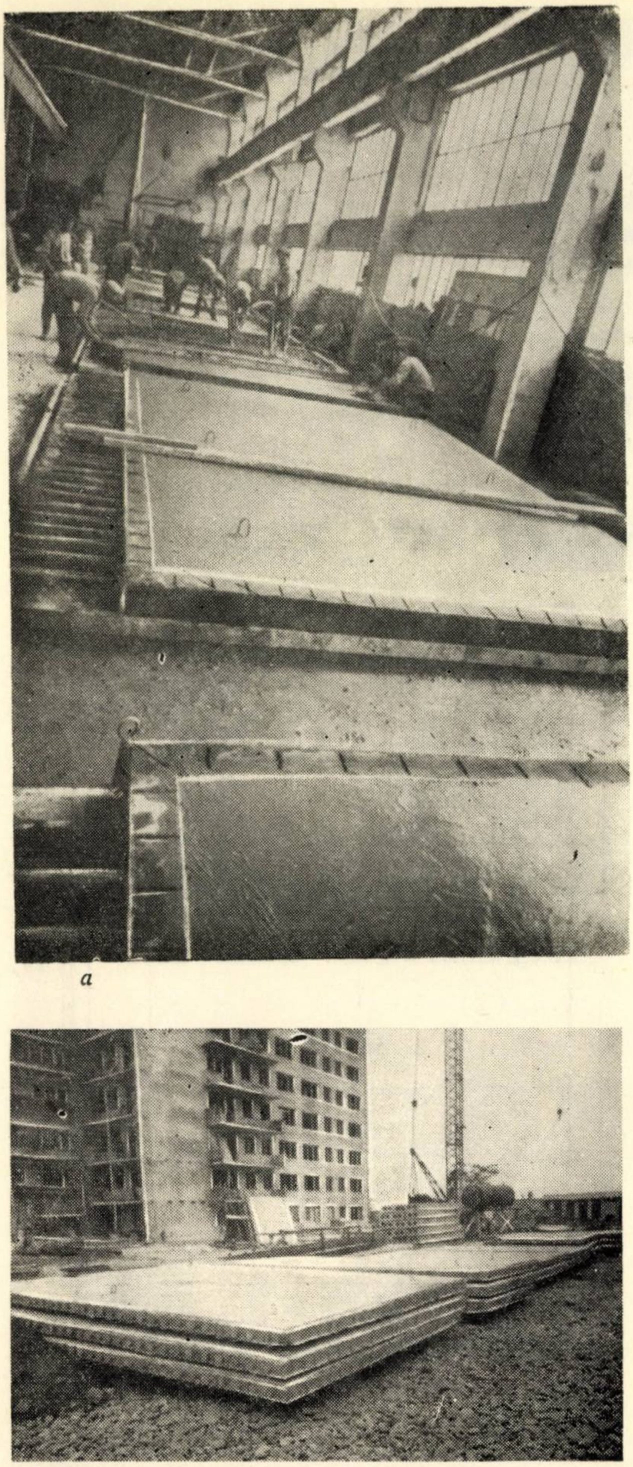
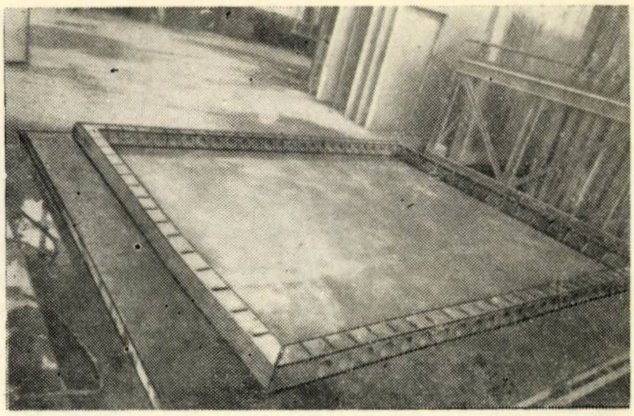


Fig. 3

a – Turnarea panourilor cu goluri în atelierul de prefabricate al TRC Bacău; b – Depozitarea panourilor pe șantier



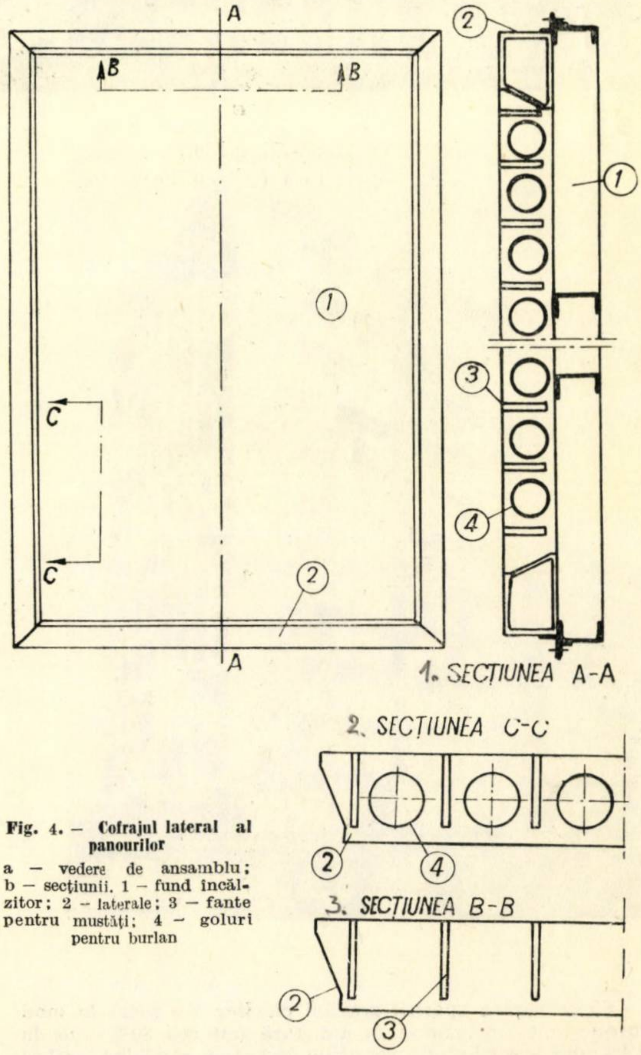


Fig. 4. – Cofrajul lateral al panourilor

a – vedere de ansamblu; b – secțiunii. 1 – fund încălzitor; 2 – laterale; 3 – fante pentru mustăți; 4 – goluri pentru burlan

Eliminarea tencuielilor la panourile prefabricate, în dreptul monolitizării lor cu pereții, se obține prin executarea fundului cofrajelor fișiilor marginale de legătură cu 5 mm mai sus față de intradosul panourilor. În acest mod tencuiala se execută pe o fisie îngustă (cea de monolitizare), racordarea cu suprafața plăcii putînd fi obținută fără nici o dificultate.

Conductorii electrici sînt trecuți prin golurile orizontale ale planșeelor (care în acest caz au și rol de tub de protecție), fără a necesita acoperirea lor (așa cum apare la planșeele dală preturnate pe șantier), reducîndu-se totodată înălțimea betonului de zgură.

Prin fabricarea panourilor în atelier, șantierul este descongestionat de lucrările de preturnare a panourilor; spațiul necesar pentru depozitarea panourilor (care se pot monta în schimbul de noapte, cînd nu se efectuează transportul de la atelier la șantier) se reduce în mare proporție; de asemenea sînt eliminate pistele necesare pentru turnarea panourilor în pachet; totodată se obțin toate avantajele realizate la sistemul prefabricat în raport cu elementele preturnate.

Prin eliminarea unor lucrări referitoare la tencuieli, la protecția tuburilor electrice, la executarea șapelor, a oțelului beton, a cofrajelor etc s-a obținut, în cadrul TRC Bacău, o reducere a consumului de manoperă pe șantier cu 95 ore/ap. și o reducere a consumului total de manoperă cu 40 ore/ap. De asemenea, din compararea prețurilor de deviz ale celor două soluții, rezultă o reducere a prețurilor de deviz cu 1 350 lei/ap.

Folosirea acestor panouri s-a extins și la executarea planșeelor pentru clădiri de locuit din zidărie portantă, înlocuind fîșiile cu goluri (pentru care oricum se impune folosirea unei macarale turn). Utilizînd panourile mari pentru aceste construcții, indicele de utilizare a macaralelor a fost mult sporit, datorită reducerii numărului de manevre care se execută pentru montarea elementelor prefabricate. Prin folosirea acestor panouri în locul fîșiilor cu goluri se îmbunătățește de asemenea în mare proporție calitatea lucrărilor, ca urmare a eliminării apariției fisurilor în tavanul apartamentelor. Ca și în cazul construcțiilor cu pereți glisați, se elimină tencuielile; se obține totodată o rezervă sporită de rezistență la sarcini seismice.

2. PEREȚI DESPĂRȚITORI PREFABRICAȚI

Executarea pereților despărțitori din cărămidă de 60 mm grosime, folosiți pînă în acest an la blocurile înalte din Bacău, în afara lipsurilor cunoscute la pereții din zidărie, prezintă o serie de lipsuri particulare, legate de specificul construcțiilor executate cu cofraje glisante. Astfel:

— legarea pereților despărțitori de zidurile portante se realizează defectuos, întrucît la glisare nu se pot lăsa știrbi;

— partea inferioară a unor pereți trebuia executată pe 1 m înălțime, din beton, pentru a permite prinderea obiectelor sanitare;

— executarea pereților necesită un consum mare de materiale (cărămidă, mortar), care sînt introduse în apartamente după montarea planșeelor, deci cu macarale fereastră, scripeți etc.;

— datorită necesității executării unui volum mare de goluri în acești pereți, rigiditatea lor este mai redusă, ceea ce obligă ca aceste lucrări (dălțuiri pentru instalații electrice, străpungeri pentru instalații sanitare și încălzire, montarea tîmplăriei etc.) să se facă după întărirea mortarului, fapt care duce la mărirea duratei de execuție;

— străpungerile necesare pentru trecerea țevilor, precum și șlițurile pentru instalațiile electrice conduc, în cele mai multe cazuri, la dărîmări ale unor porțiuni importante de perete care ulterior trebuie reparate;

— pereții din zidărie de cărămidă necesită tencuială pe ambele părți, ceea ce conduce la prelungirea duratei de execuție, determinate de timpul necesar pentru uscarea tencuielilor;

— după executarea pereților și tencuirea acestora, în apartament rămîne o mare cantitate de moloz care trebuie evacuată.

În vederea eliminării acestor dezavantaje s-a procedat la înlocuirea pereților din cărămidă cu elemente prefabricate din beton armat care, pe lîngă faptul că au permis deplasarea unui volum important de manoperă de la șantier în atelierul de prefabricate, au condus la îmbunătățirea calității lucrărilor, la reducerea consumului de manoperă și a prețului de cost; sporul de consum de oțel față de pereții de zidărie este de numai 1,77 kg/m^2 (2,42 kg/m^2 — 0,65 kg/m^2).

Pereții prefabricați din beton se execută în grosime de 60 mm și se armează constructiv cu o carcasă sudată, avînd prevăzute toate golurile necesare pentru tîmplărie, prize, doze electrice, întrerupătoare, treceri conducte etc.

Turnarea pereților se face în poziție verticală, într-o baterie de tipare încălzitoare (fig. 7). Bateria este astfel executată încît fiecare tip de perete are un loc stabilit de turnare, fiind prevăzută în acest scop cu negative pentru realizarea tuturor golurilor necesare.

După turnarea și tratarea termică a betonului, bateria se deschide printr-un sistem mecanic și pereții sînt extrași cu ajutorul podului rulant (fig. 8). Pereții extrași sînt așezați în depozit sau încărcați direct în mijloace simple de transport (remorci), amenajate special cu stative. Descărcarea din mijlocul de transport și montarea pereților se execută cu macaraua turn care deservește blocul respectiv. Depozitarea lor pe șantier se face de asemenea pe stative speciale (fig. 9).

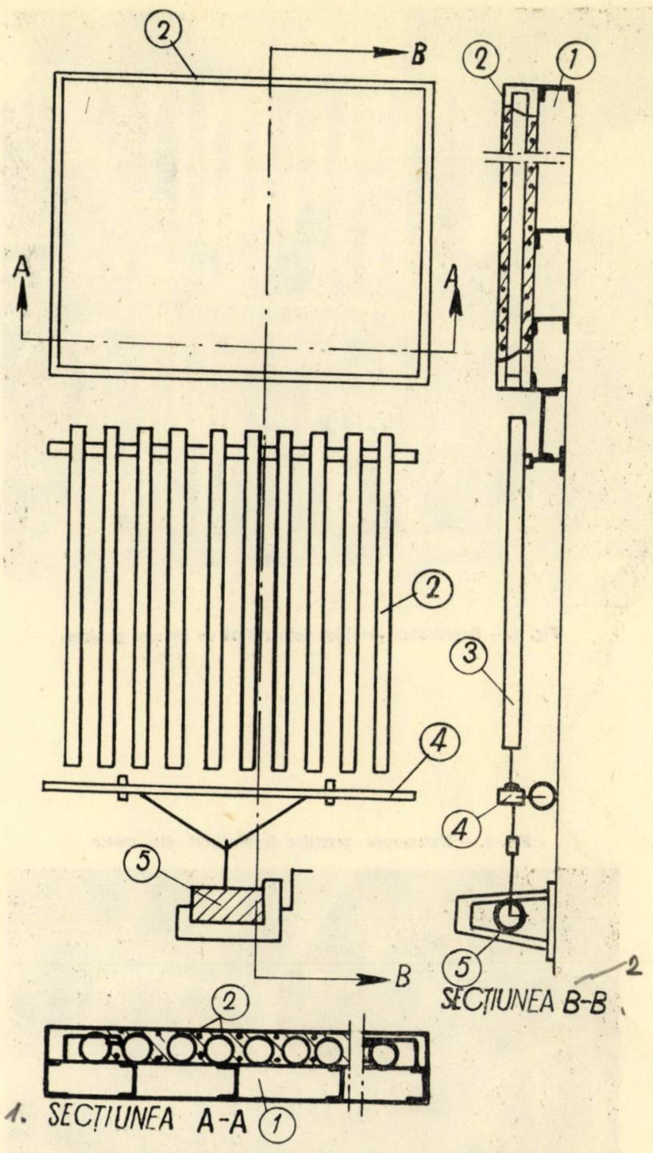
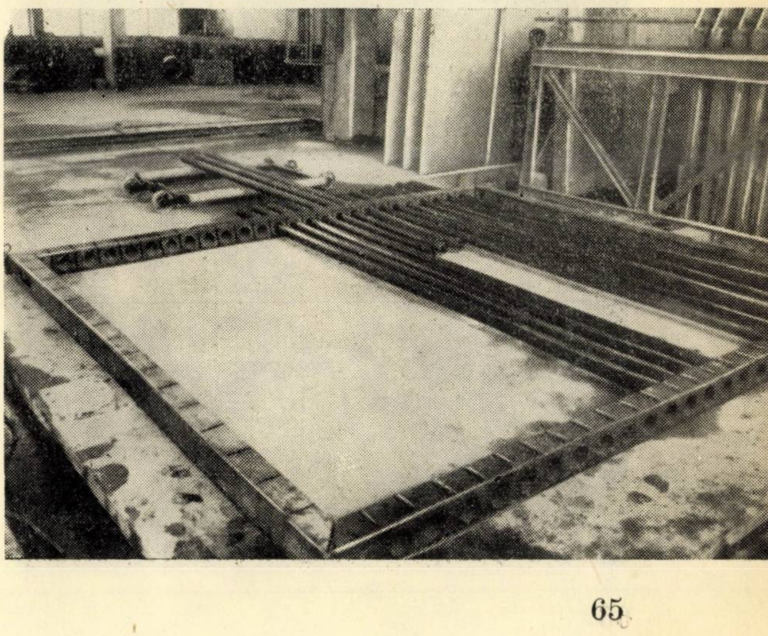


Fig. 5 — Schema de funcționare a instalației pentru realizarea golurilor în panouri

1 — fundul încălzitor; 2 — laterale; 3 — țevi (miezuri pentru goluri); 4 — cărucior mobil; 5 — troliu

Fig. 6. — Procedeul de extragere a țevilor din panoul de planșeu folosit în atelierul de prefabricate din Bacău



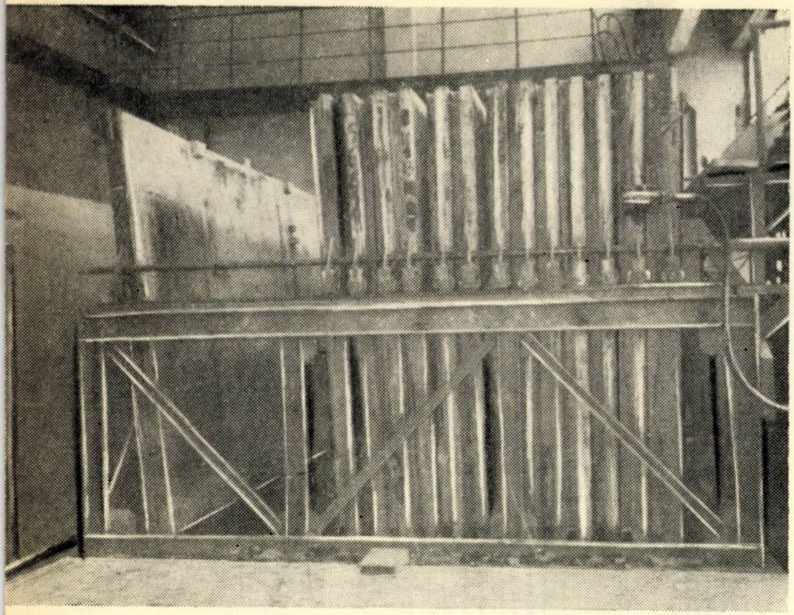
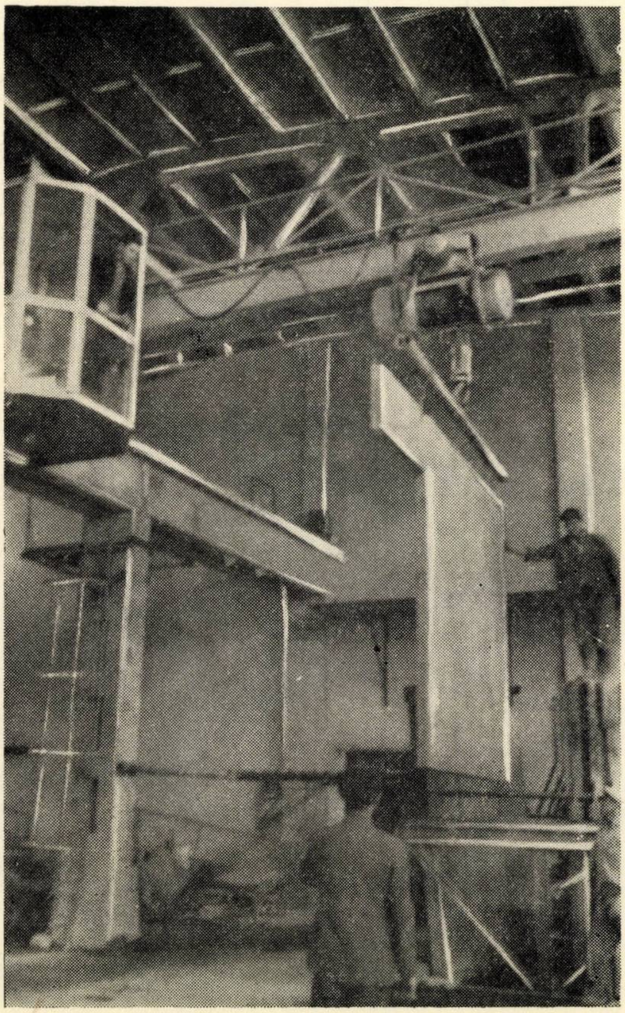


Fig. 7. – Executarea pereților despărțitori de 60 mm grosime

Fig. 8. – Extragerea pereților despărțitori din casete



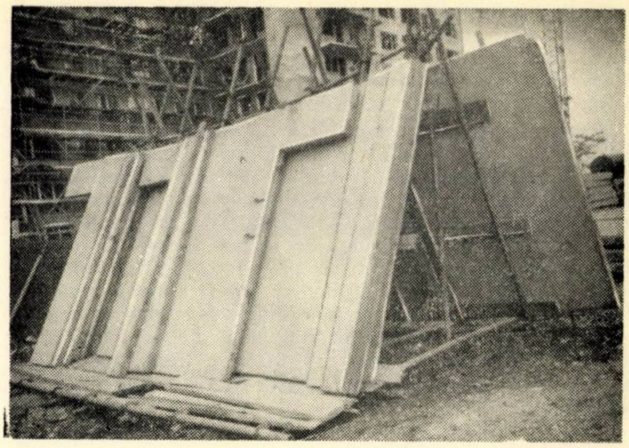


Fig. 9. – Depozitarea pereților pe șantier cu ajutorul stativelor

Montarea pereților despărțitori se face imediat după montarea planșeelor peste etajul inferior, fixîndu-se provizoriu cu dispozitive speciale pînă la montarea planșeului superior. Legătura între pereți și planșee se execută prin sudarea mustăților și prinderea peretelui în pardoseala de mozaic (fig. 10).

Turnarea pereților în cofraje metalice permite obținerea unor suprafețe suficient de netede pentru a nu mai necesita tencuirea acestora. În acest mod finisarea pereților se reduce la executarea unui glet subțire din var-ipsos pentru astuparea porilor, după care se face zugrăvirea sau vopsirea lor.

Prin crearea la turnare a tuturor golurilor necesare, nu mai apare necesitatea executării unor spargeri în acești pereți. Singura operație care se execută după montarea instalațiilor este cea de completare și de umplere a șlițurilor și golurilor din jurul conductelor și aparatelor electrice.

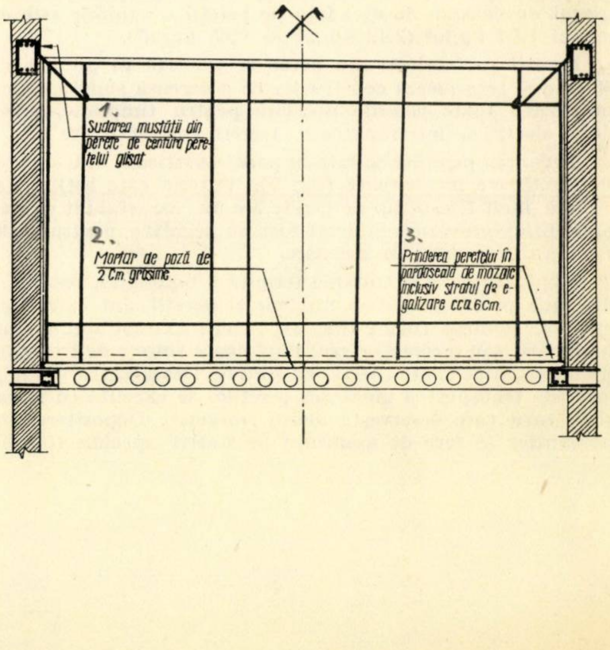
Prin înlocuirea pereților din cărămidă cu pereți prefabricați din beton s-a obținut o reducere a consumului de manoperă de 43 om ore/ap., iar consumul de manoperă pe șantier s-a redus cu 110 ore om/ap.

Eliminarea tencuielilor, a spargerilor și reparațiilor a condus la economii față de prețurile de deviz de 500 lei/ap.

3. PREFABRICAREA SCĂRILOR ȘI A PODESTELOR

Executarea scărilor din beton armat monolit la blocurile cu cofraje glisante prezintă o serie de dezavantaje dintre care reținem : ritmul de execuție a lucrărilor la casa scării nu poate ține pasul cu cel al montării planșeelor ; cofrajele pentru scări și podeste necesitau sprijiniri importante și îngreuiau circulația în această regiune ; în perioada de timp friguros tratamentul termic se realizează cu un consum mare de combustibil datorită golurilor, care, practic, nu pot fi suficient de bine închise la casa scării ; circulația este îngreuiată pe betonul proaspăt care trebuie protejat.

Fig. 10. – Modul de realizare a legăturii pereților despărțitori de planșee și pereți



Pentru eliminarea acestor dezavantaje s-a trecut la prefabricarea elementelor de scară şi podeste în atelierul de prefabricate (fig. 11). Scara se realizează din două elemente: rampa şi podestul. Rampa se toarnă în poziţie verticală în tiparul metalic, iar podestele în poziţie orizontală. Elementele prefabricate de scară şi podeste se obţin de asemenea cu intradosul finisat, ceea ce reduce şi mai mult consumul de manoperă pe şantier.

Din analiza datelor culese pînă în prezent rezultă că utilizarea prefabricatelor la scări permite o reducere a manoperei pe şantier cu circa 40 ore/ap., o reducere a consumului total de manoperă de circa 15 om ore/ap. şi o reducere a preţurilor de deviz de circa 140 lei/ap.

4. PREFABRICAREA COŞURILOR DE VENTILAŢIE ŞI A MĂŞTILOR PENTRU CONDUCTE

Pînă în acest an, coşurile de ventilaţie şi măştile pentru conducte se executau prin metode tradiţionale, coşurile de ventilaţie prin executarea unei zidării din blocuri speciale de ventilaţie, iar măştile ce acopereau conductele din băi şi bucătării prin tencuială executată pe un schelet metalic cu rabiţ.

Aceste metode conduceau la consumul unei mari cantităţi de manoperă pe şantiere şi la lungirea duratei de execuţie, determinate mai cu seamă de construcţia măştilor pentru conducte care nu puteau fi realizate decît după terminarea probării instalaţiilor.

Eliminarea acestor dezavantaje s-a obţinut prin adoptarea unor măşti pentru conducte executate dintr-un element prefabricat din beton în formă de U pe înălţimea apartamentului, avînd prevăzute goluri pentru uşiţe de vizitare şi manevrarea robinetelor (fig. 12).

Elementul prefabricat se introduce în apartament o dată cu montarea pereţilor despărţitori şi se păstrează în apropierea poziţiei de montaj pînă la executarea probelor de instalaţii.

Coşurile de ventilaţie se execută prefabricate, pe înălţimea unui nivel, avînd forma paralelipipedică cu două goluri rotunde longitudinale şi goluri pentru grilele de ventilaţie. Montarea coşurilor se face concomitent cu montarea pereţilor prefabricaţi. Prin prefabricarea acestor elemente se obţine o reducere a consumului de manoperă pe şantier cu 26 ore pe apartament, o reducere a consumului total de manoperă de 5 ore/ap. şi reducerea preţurilor de deviz de cca 40 lei/ap.

5. PREFABRICAREA ELEMENTELOR DE PERGOLĂ

La blocurile înalte, proiectantul (DSAPC Bacău) a prevăzut executarea unor pergole din beton armat monolit la ultimul nivel. Datorită tehnologiei de execuţie, aceste elemente nu pot fi executate decît după montarea planşeelor la ultimul nivel.

Pentru a executa lucrările interioare, după montarea planşeelor la ultimul nivel, ar fi necesară executarea imediată a izolaţiei termice şi hidrofuge la terase. Acest lucru nu este însă posibil datorită faptului că abia în acest moment se pot cofra şi turna pergolele. Betonul turnat rămîne cofrat o perioadă destul de lungă, pînă la întărire. Soluţia dată de proiectant lungea deci foarte mult durata de execuţie a lucrărilor la interior, datorită lipsei izolaţiei hidrofuge. Pe tot timpul executării pergolelor pînă la decofrare, macaraua turn este imobilizată, întrucît trebuie să fie folosită pentru ridicarea materialelor necesare executării betonului de pantă la terasă.

Pentru executarea acestor pergole se consuma o mare cantitate de cherestea, dimensiunile elementelor nepermiţînd, în majoritatea cazurilor, utilizarea panourilor de cofraj din tegofilm.

Durata mare de execuţie a acestor lucrări, consumul mare de material lemnos şi de manoperă au condus la căutarea unor soluţii de prefabricare a acestor elemente.

Prin prefabricare s-a ajuns la reducerea duratei de execuţie a pergolelor cu circa cinci zile şi implicit a izolaţiilor termice şi hidrofuge la terase; totodată volumul de manoperă pe şantier s-a redus cu şase ore/ap., a consumului total de manoperă cu cinci ore/ap., iar a preţurilor de deviz cu 15 lei/ap.

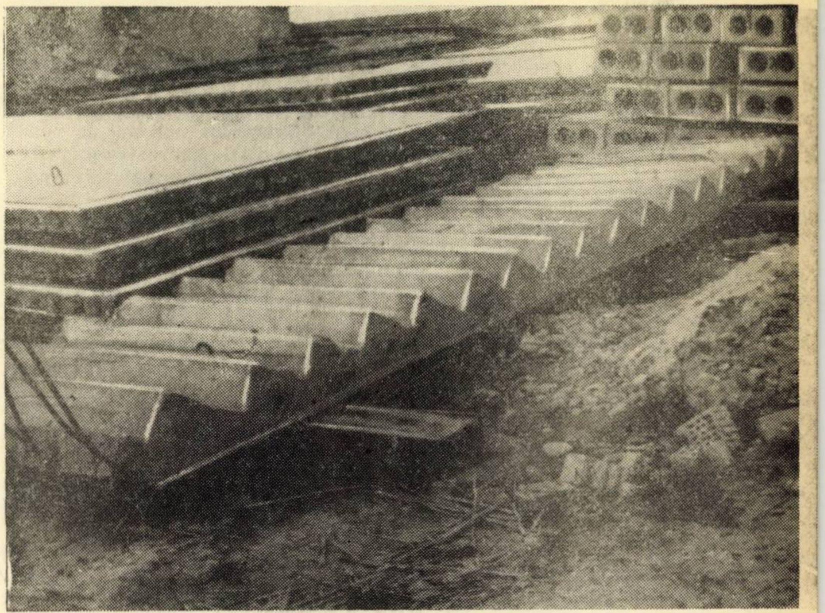
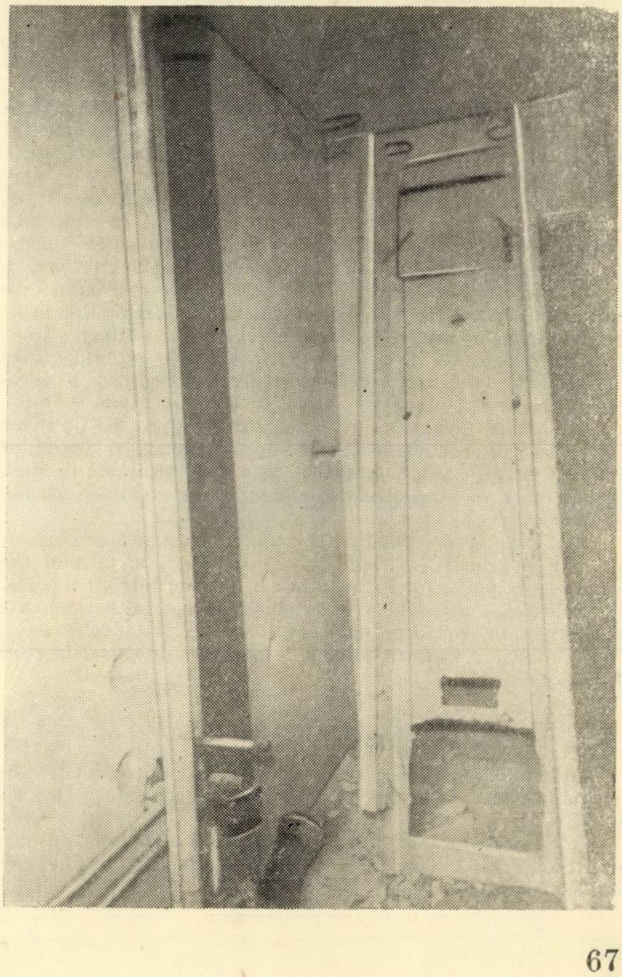


Fig. 11. – Scara prefabricată folosită la blocurile glisate din Bacău

Fig. 12. – Măşti prefabricate pentru conducte



6. CONCLUZII

În concluzie, îmbinarea executării pe şantier a pereţilor blocurilor înalte cu cofraje glisante, cu elemente prefabricate raţionale, executate în ateliere de prefabricate pentru planşee, pereţi şi lucrări anexe au permis Trustului regional de construcţii Bacău să obţină avantaje esenţiale în ceea ce priveşte calitatea, productivitatea muncii, reducerea duratei de execuţie şi reducerea preţului de cost. Astfel:

— Consumul de manoperă la şantier faţă de cel realizat pentru blocurile executate în prima parte a anului 1965 s-a redus cu 277 ore/ap., ajungînd la circa 1 850 ore/ap. O mare parte din manopera consumată pe şantier a fost transferată în atelierul de prefabricate, cu toate avantajele care rezultă din aceasta. Calitatea produselor executate în atelier a rezultat superioară, iar controlul poate fi riguros.

— Consumul total de manoperă s-a redus (datorită elementelor arătate la fiecare capitol în parte) cu 101 ore/ap.

— Consumul de oţel folosit în planşee s-a redus cu circa 30%.

— Din compararea costurilor înregistrate la soluţiile adoptate cu preţurile de deviz ale soluţiilor prevăzute în proiecte şi utilizate pînă în acest an, rezultă o reducere a preţului de deviz cu circa 2 050 lei/ap.

— Durata de execuţie a unui bloc, în urma soluţiilor adoptate, s-a redus cu circa 25%.

Calculul plastic al grinzilor static nedeterminate de oţel cu o singură schemă de încărcare

Dr. ing. V. Petcu
I.N.C.E.R.C.

I. INTRODUCERE

În numeroase cazuri, comportarea în domeniul plastic a structurilor de oţel diferă de cea corespunzătoare ipotezelor de bază ale teoriei plastice simple.

Astfel, la unele structuri pot avea loc fenomene de instabilitate locală, înainte de transformarea lor în mecanisme, datorită rotirilor excesiv de mari din una sau mai multe articulaţii plastice.

Alteori, transformarea în mecanisme a structurilor presupune dezvoltarea unor deformaţii atît de mari, încît ipoteza efectuării calculului static pe schemele nedeformate ale structurilor îşi pierde valabilitatea.

De asemenea, este posibil ca, în unele cazuri, structurile calculate în domeniul plastic să nu îndeplinească condiţiile impuse de exploatarea lor normală.

Eliminarea acestor inconveniente se realizează prin asocierea unui criteriu suplimentar la teoria plastică simplă, denumit criteriul limitei de curgere. [*2*].

Conform acestui criteriu, o structură calculată în domeniul plastic trebuie să fie solicitată în întregime în domeniul elastic de sarcinile de exploatare, pentru toate schemele posibile de încărcare.

Acest criteriu este valabil atît pentru calculul plastic al structurilor bazat pe concepţia unui coeficient de siguranţă unic [*2*], cît şi pentru cazul în care acest calcul se efectuează pe baza principiilor stării limită de rezistenţă a structurilor [*3*].

La structurile a căror rezervă plastică de rezistenţă este exploatată în cadrul metodei de calcul la stări limită, utilizarea criteriului limitei de curgere conduce la obţinerea limitelor inferioare ale valorilor coeficienţilor de supraîncărcare ai sarcinilor temporare, deasupra cărora structurile se comportă elastic sub acţiunea sarcinilor de exploatare.

Studiul ce urmează este consacrat determinării limitelor inferioare ale coeficienţilor de supraîncărcare ai sarcinilor temporare care solicită grinzile static nedeterminate de oţel, cu secţiunea constantă, caracterizate printr-o singură schemă de încărcare.

Sînt luate în consideraţie grinzile cu o singură deschidere, precum şi grinzile cu mai multe deschideri, în ultimul caz deschiderile putînd fi egale între ele, sau cu mărimi diferite.

Solicitarea grinzilor este produsă de sarcini permanente şi temporare, uniform distribuite sau aplicate concentrat.

Studiul are la bază principiile metodei de calcul la stări limită.

II. IPOTEZE DE CALCUL

Determinarea limitelor inferioare ale coeficienţilor de supraîncărcare ai sarcinilor temporare se face în următoarele ipoteze:

1. Grinzile au secţiunea constantă. La grinzile cu mai multe deschideri, secţiunea este aceeaşi pentru toate deschiderile.
2. Sarcinile permanente şi temporare sînt de acelaşi tip şi au aceleaşi puncte de aplicaţie.
3. Sarcinile permanente se consideră constante şi egale cu valorile lor de calcul [*3*]. La grinzile solicitate de sarcini concentrate, sarcinile permanente sînt egale între ele.
4. Sarcinile temporare, aplicate static, pot varia de la zero la valorile corespunzătoare transformării grinzilor în mecanisme, în funcţie de un singur parametru. La grinzile solicitate de sarcini concentrate, sarcinile temporare sînt egale între ele şi au acelaşi coeficient de supraîncărcare.
5. Sarcinile de exploatare cuprind sarcinile permanente de calcul şi sarcinile temporare normate [*3*].
6. Schema de încărcare a grinzilor cu mai multe deschideri este cea corespunzătoare încărcării tuturor cîmpurilor.
7. Grinzile se presupun asigurate împotriva flambajului lateral al tălpii comprimate.
8. Se neglijează influenţa forţelor tăietoare asupra valorilor momentelor plastice.
9. Se neglijează influenţa eforturilor reziduale asupra procesului de plastificare a secţiunilor.

III. NOTAŢII

În cadrul acestui studiu se folosesc următoarele notaţii:

f — coeficientul de formă al secţiunii transversale a grinzilor, egal cu raportul dintre modulul de rezistenţă plastic şi modulul de rezistenţă elastic;

g — sarcina permanentă de calcul, uniform distribuită pe unitatea de lungime;

G — sarcină permanentă de calcul, aplicată concentrat;

l — lungimea grinzilor cu o singură deschidere, respectiv mărimea deschiderii de referinţă la grinzile cu mai multe deschideri;

M_1 — momentul elastic maxim în cîmpul grinzii cu o singură deschidere, respectiv momentul elastic maxim în primul cîmp şi în al treilea cîmp al grinzii cu trei deschideri egale, simplu rezemate la extremităţi.

M_2 — momentul elastic maxim în cîmpul al doilea al grinzii cu trei deschideri egale, simplu rezemate la extremităţi;

M_b — valoarea absolută a momentului elastic pe reazemul încastrat elastic al grinzii cu o singură deschidere, respectiv pe reazemele intermediare ale grinzii cu trei deschideri egale, simplu rezemate la extremităţi;

M_{n1},M_{nb} — valori ale momentelor M_1 şi M_b, produse de sarcinile permanente de calcul şi de sarcinile temporare normate;

M_p — momentul plastic al secţiunii grinzilor;

p — valoare arbitrară a sarcinii temporare, uniform distribuite pe unitatea de lungime;

P — valoare arbitrară a unei sarcini temporare, aplicate concentrat;
p_n, P_n — valorile normate ale sarcinilor p şi P;
p_m, P_m — valorile sarcinilor p şi P, corespunzătoare transformării grinzilor în mecanisme;
x — distanţa dintre reazemul simplu şi articulaţia plastică din cîmp, în stadiul de mecanism, la grinda simplu rezemată la un capăt şi încastrată la celălalt capăt;
α — coeficientul de influenţă al limitei inferioare λ_{cm} la grinzile cu mai multe deschideri;
γ — coeficientul de influenţă al deschiderilor cu mărimea diferită de cea a deschiderii de referinţă, la grinzile cu mai multe deschideri inegale;
λ_{cm} — limita inferioară a coeficientului de supraîncărcare al sarcinilor temporare, deasupra căreia este îndeplinită condiţia privind comportarea elastică a grinzilor sub acţiunea sarcinilor de exploatare;
λ_u — coeficientul de supraîncărcare al sarcinilor temporare, dat de prescripţiile oficiale pentru calculul structurilor de oţel la starea limită de rezistenţă;
μ — coeficientul de influenţă al momentului plastic;
η — gradul de încastrare elastică a extremităţilor încastrate ale grinzilor cu o singură deschidere. Acest coeficient este egal cu raportul dintre momentul încovoietor efectiv din încastrare şi momentul de încastrare perfectă, ambele fiind determinate pentru aceleaşi valori ale sarcinilor.

$$q = g + p\,;\ Q = G + P\,;\ k_n = \frac{p_n}{g}\,;\quad K_n = \frac{P_n}{G}.$$

IV. GRINZI CU O SINGURĂ DESCHIDERE

Grinzile static nedeterminate, cu o singură deschidere, se împart în următoarele două categorii:

— grinzi simplu rezemate la o extremitate şi încastrate elastic la cealaltă extremitate;

— grinzi încastrate elastic la ambele extremităţi.

În ultimul caz, gradul de încastrare elastică se consideră acelaşi la cele două extremităţi ale grinzilor.

Pentru exemplificarea procedeului de determinare a limitelor inferioare ale valorilor coeficienţilor de supraîncărcare ai sarcinilor temporare, în cele ce urmează se studiază grinda cu o singură deschidere, simplu rezemată la o extremitate şi încastrată elastic la cealaltă extremitate.

Solicitarea grinzii este produsă de o sarcină permanentă şi de o sarcină temporară, ambele fiind distribuite uniform pe toată lungimea grinzii.

Schema grinzii şi modul de solicitare sînt reprezentate în figura 1 a.

Momentul elastic maxim din cîmp şi momentul elastic de pe reazem au expresiile (fig. 1b):

$$M_1 = \frac{(4-\eta)^2}{128}\,(g + p)l^2, \tag{1}$$

respectiv

$$M_b = \frac{\eta}{8}\,(g + p)l^2. \tag{2}$$

Din compararea expresiilor celor două momente, rezultă inegalitatea $M_1 > M_b$ pentru $\eta < 0{,}686$, respectiv inegalitatea $M_1 < M_b$ pentru $\eta > 0{,}686$.

Pentru $p = p_n$, expresiile (*1*) şi (*2*) devin

$$M_{n1} = \frac{(4-\eta)^2}{128}\,(g + p_n)\,l^2, \tag{3}$$

respectiv

$$M_{nb} = \frac{\eta}{8}\,(g + p_n)\,l^2. \tag{4}$$

Stadiul de mecanism al grinzii, precum şi diagrama de momente corespunzătoare acestui stadiu sînt reprezentate în figura 1 (*c*, *d*).

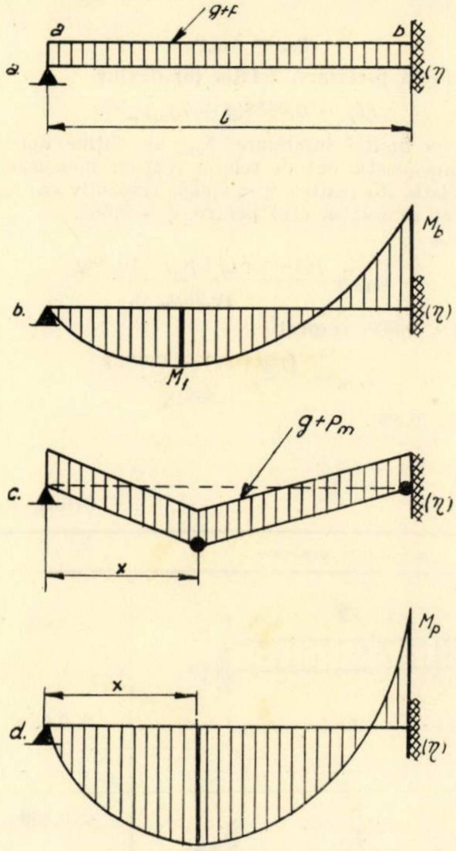


Fig. 1

Din ecuaţia de echilibru plastic al grinzii, care exprimă egalitatea dintre lucrul mecanic virtual al sarcinilor şi lucrul mecanic virtual al momentelor plastice în stadiul de mecanism, se obţine

$$M_p = \frac{x(l-x)}{2(l+x)}\,(g+p_m)\,l. \tag{5}$$

Parametrul x, care fixează poziţia articulaţiei plastic din cîmp în raport cu reazemul simplu (fig. 1 *c*), se obţine din condiţia de maximum a momentului plastic

$$\frac{dM_p}{dx} = 0. \tag{6}$$

Soluţia acestei ecuaţii este

$$x = 0{,}414\ l. \tag{7}$$

Înlocuind pe x prin valoarea de mai sus, expresia (5) devine

$$M_p = 0{,}0858(g + p_m)l^2. \tag{8}$$

Limita inferioară a valorii coeficientului de supraîncărcare al sarcinii temporare se obţine în ipoteza că sub acţiunea sarcinilor de exploatare se atinge limita de curgere de calcul, exclusiv în fibra extremă a secţiunii celei mai solicitate a grinzii.

Ţinînd seamă de această ipoteză, momentul plastic al grinzii poate fi exprimat în funcţie de momentele elastice M_{n1} şi M_{nb} după cum urmează

$$M_p = fM_{n1} = \frac{f(4-\eta)^2}{128}\,(g+p_n)l^2 \tag{9}$$

pentru $\eta < 0{,}686$, respectiv

$$M_p = fM_{nb} = \frac{f\eta}{8}(g+p_n)l^2 \qquad (10)$$

pentru $\eta > 0{,}686$.

De asemenea, în cadrul aceleiaşi ipoteze, sarcina p_m are expresia

$$p_m = \lambda_{cm} p_n. \qquad (11)$$

Cu această precizare, relaţia (8) devine

$$M_p = 0{,}0858(g + \lambda_{cm} p_n)l^2. \qquad (12)$$

Valoarea limitei inferioare λ_{cm} se obţine din egalarea momentului plastic dat de relaţia (12) cu momentul plastic dat de relaţia (9) pentru $\eta < 0{,}686$, respectiv cu momentul plastic dat de relaţia (10) pentru $\eta > 0{,}686$.

Rezultă

$$\lambda_{cm} = \frac{f(4-\eta)^2\,(g+p_n) - 10{,}98g}{10{,}98p_n} \qquad (13)$$

pentru $\eta < 0{,}686$, respectiv

$$\lambda_{cm} = \frac{f\eta(g+p_n) - 0{,}686g}{0{,}686p_n} \qquad (14)$$

pentru $\eta > 0{,}686$.

Cu notaţia

$$k_n = \frac{p_n}{g}, \qquad (15)$$

relaţiile (13) şi (14) devin

$$\lambda_{cm} = 0{,}0911f(4-\eta)^2\left(1 + \frac{1}{k_n}\right) - \frac{1}{k_n} \qquad (16)$$

pentru $\eta < 0{,}686$, respectiv

$$\lambda_{cm} = 1{,}458f\eta\left(1 + \frac{1}{k_n}\right) - \frac{1}{k_n} \qquad (17)$$

pentru $\eta > 0{,}686$.

Procedeul descris mai sus s-a folosit la determinarea limitei inferioare λ_{cm} pentru tipurile de sarcini curent întîlnite în practică.

În cazul grinzilor solicitate de sarcini concentrate s-a folosit notaţia

$$K_n = \frac{P_n}{G}. \qquad (18)$$

Rezultatele obţinute sînt date în tabela 1 pentru grinzile simplu rezemate la o extremitate şi încastrate elastic la cealaltă extremitate, respectiv în tabela 2 pentru grinzile încastrate elastic la ambele extremităţi.

Tabela 1

Grinzi cu încastrare şi reazem simplu

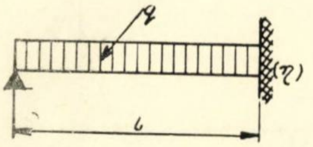
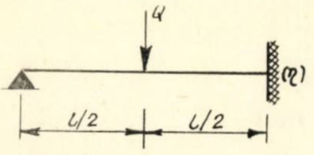
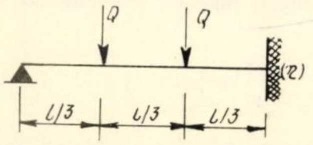
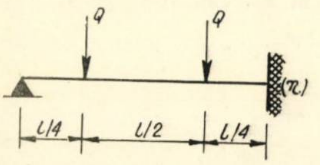
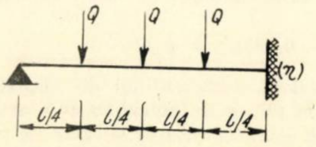
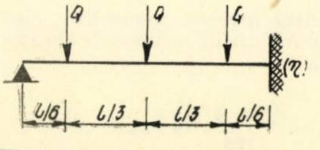
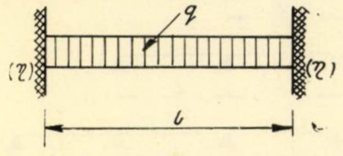
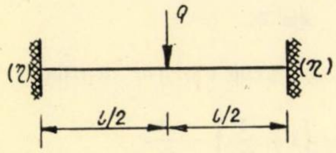
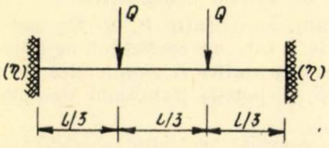
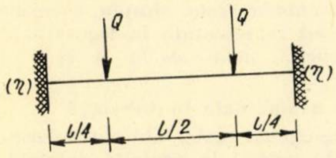
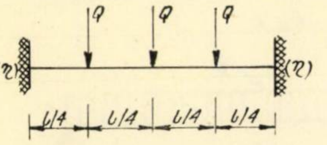
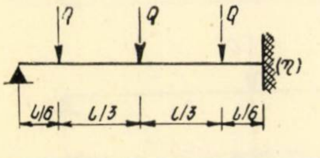
Schema de încărcare	η	λ_{cm}	μ
	$< 0{,}686$	$0{,}0911f(4-\eta)^2\left(1+\frac{1}{k_n}\right)-\frac{1}{k_n}$	0,0858
	$> 0{,}686$	$1{,}458f\eta\left(1+\frac{1}{k_n}\right)-\frac{1}{k_n}$	0,0858
	$< 0{,}889$	$0{,}187f(8-3\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,167
	$> 0{,}889$	$1{,}125f\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,167
	$< 0{,}750$	$0{,}444f(3-\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,250
	$> 0{,}750$	$1{,}333f\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,250
	$< 0{,}711$	$0{,}0391f(32-9\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,200
	$> 0{,}711$	$1{,}406f\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,200
	$< 0{,}711$	$0{,}0469f(32-15\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,333
	$> 0{,}711$	$1{,}406f\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,333
	$< 0{,}702$	$0{,}0375f(40-19\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,278
	$> 0{,}702$	$1{,}425f\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,278

Tabela 2

Grinzi dublu încastrate

Schema de încărcare	η	λ_{cm}	μ
	$< 0{,}750$	$0{,}667f(3-2\eta)\left(1+\frac{1}{k_n}\right)-\frac{1}{k_n}$	0,0625
	$> 0{,}750$	$1{,}333\,f\,\eta\left(1+\frac{1}{k_n}\right)-\frac{1}{k_n}$	0,0625
	$\leqslant 1{,}000$	$f\,(2-\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,125
	$< 0{,}750$	$0{,}667f(3-2\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,167
	$> 0{,}750$	$1{,}333f\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,167
	$< 0{,}667$	$0{,}500f(4-3\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,125
	$> 0{,}667$	$1{,}500\,f\,\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,125
	$< 0{,}800$	$0{,}250\,f(8-5\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,250
	$> 0{,}800$	$1{,}250\,f\,\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,250
	$< 0{,}790$	$0{,}667\,f(3-1{,}9\,\eta)\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,208
	$> 0{,}790$	$1{,}267\,f\,\eta\left(1+\frac{1}{K_n}\right)-\frac{1}{K_n}$	0,208

V. GRINZI CU MAI MULTE DESCHIDERI

Grinzile cu mai multe deschideri, considerate în acest studiu, se împart în următoarele trei categorii :

— grinzi simplu rezemate la ambele extremități ;

— grinzi simplu rezemate la o extremitate și încastrate perfect la cealaltă extremitate ;

— grinzi încastrate perfect la ambele extremități.

Grinzile din prima categorie pot avea deschiderile egale sau inegale.

Grinzile din ultimele două categorii se consideră că au deschiderile egale.

Pentru exemplificarea procedeului de determinare a limitelor inferioare ale valorilor coeficienților de supraîncărcare ai sarcinilor temporare, în cele ce urmează se studiază grinda continuă cu trei deschideri egale, simplu rezemată la extremități. Solicitarea grinzii este produsă de sarcini permanente și temporare, aplicate concentrat în mijlocul fiecărei deschideri.

Schema grinzii și modul ei de solicitare sînt date în figura 2*a*.

Momentele elastice maxime din cîmpuri și momentele elastice de pe reazeme au expresiile (fig. 2 *b*) :

$$M_1 = 0{,}175(G + P)l \qquad (19)$$

$$M_2 = 0{,}100(G + P)l \qquad (20)$$

$$M_b = 0{,}150(G + P)l. \qquad (21)$$

Din compararea valorilor acestor momente rezultă că secțiunea cea mai solicitată este cea corespunzătoare momentului M_1.

Pentru $P = P_n$, expresia momentului elastic din această secțiune devine

$$M_{n1} = 0{,}175(G + P_n)l. \qquad (22)$$

Stadiul de mecanism al grinzii și diagrama de momente, corespunzătoare acestui stadiu, sînt reprezentate în figura 2(*c*, *d*).

Valoarea momentului plastic, rezultată din ecuația de echilibru a unuia din cele două mecanisme de cedare plastică reprezentate în figura 2 *d*, este dată de relația

$$M_p = 0{,}167\ (G + P_m)l. \qquad (23)$$

Limita inferioară a valorii coeficientului de supraîncărcare al sarcinii temporare se obține în ipoteza că sub acțiunea sarcinilor de exploatare se atinge limita de curgere de calcul, exclusiv în fibra extremă a secțiunii celei mai solicitate a grinzii.

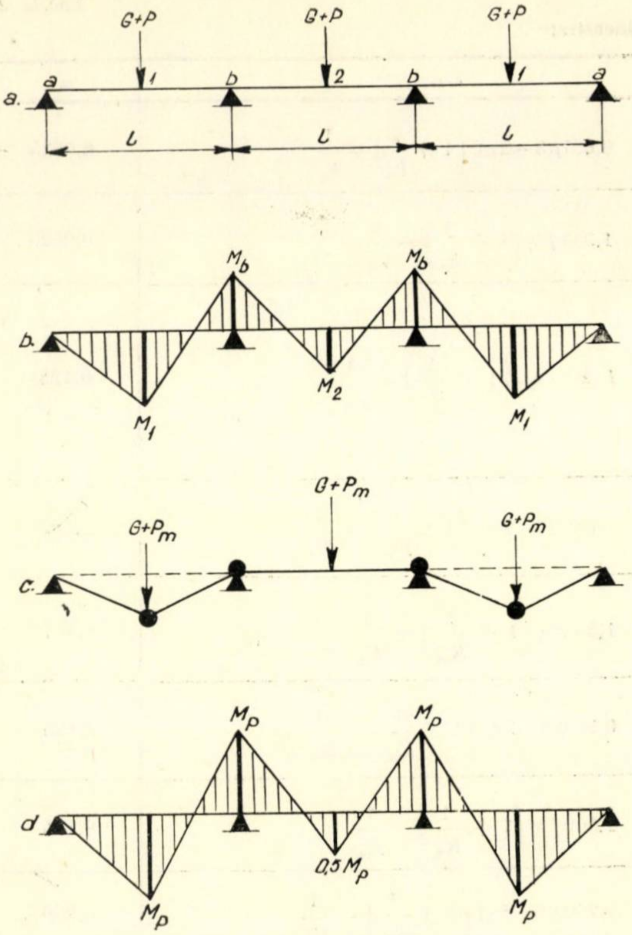


Fig. 2

Ţinînd seamă de această ipoteză, momentul plastic al grinzii poate fi exprimat în funcţie de momentul elastic M_{n1}, după cum urmează

$$M_p = fM_{n1} = 0{,}175f(G + P_n)l. \qquad (24)$$

De asemenea, în cadrul aceleiaşi ipoteze, sarcina P_m are expresia

$$P_m = \lambda_{cm} P_n. \qquad (25)$$

Cu această precizare, relaţia (23) devine

$$M_p = 0{,}167(G + \lambda_{cm} P_n)l. \qquad (26)$$

Valoarea limitei inferioare λ_{cm} se obţine din egalarea momentului plastic dat de relaţia (24) cu momentul plastic dat de relaţia (26).

Rezultă

$$\lambda_{cm} = \frac{1{,}048f(G + P_n) - G}{P_n}. \qquad (27)$$

Ţinînd seamă de notaţia (18), relaţia (27) devine

$$\lambda_{cm} = 1{,}048f\left(1 + \frac{1}{K_n}\right) - \frac{1}{K_n}. \qquad (28)$$

Procedeul descris mai sus a fost folosit la determinarea limitei inferioare λ_{cm} pentru cele trei categorii de grinzi luate în consideraţie.

Studierea acestor grinzi a arătat că limita inferioară λ_{cm} are următoarele expresii generale :

$$\lambda_{cm} = \alpha f\left(1 + \frac{1}{k_n}\right) - \frac{1}{k_n} \qquad (29)$$

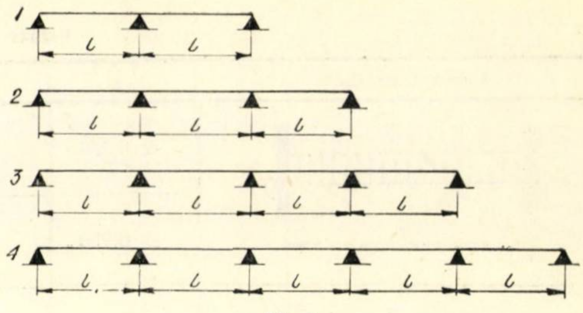


Fig. 3

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$\lambda_{cm} = \alpha f\left(1 + \frac{1}{K_n}\right) - \frac{1}{K_n} \qquad (30)$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

În expresiile (29) şi (30), coeficienţii k_n şi K_n sînt daţi de relaţiile (15) şi (18), iar α este un coeficient de influenţă care depinde de caracteristicile statice şi geometrice ale grinzilor, de tipul sarcinilor şi de poziţia punctelor de aplicaţie ale acestora.

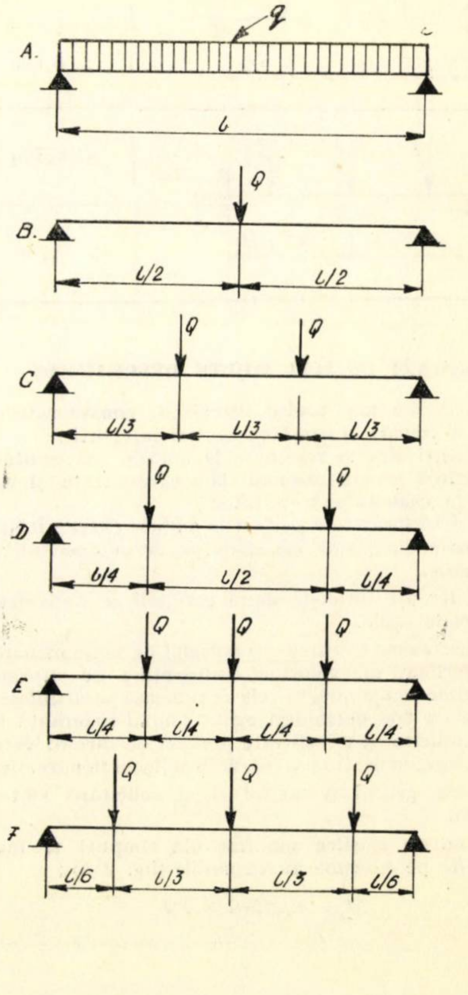
În cele ce urmează se prezintă valorile coeficientului α pentru următoarele tipuri de grinzi :

Tipul I : grinzi cu deschideri egale, simplu rezemate la extremităţi. Schemele lor sînt reprezentate în figura 3. Schemele sarcinilor care le solicită, notate de la *A* la *F*, sînt reprezentate în figura 4.

Valorile coeficientului α sînt date în tabela 3.

Tipul II : grinzi cu deschideri egale, simplu rezemate la o extremitate şi încastrate perfect la cealaltă extremitate.

Fig. 4



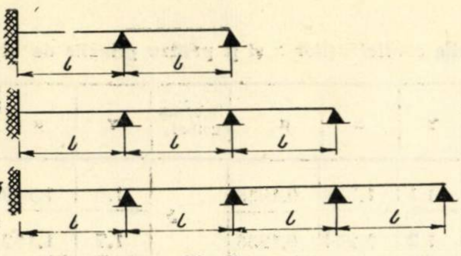

1
l
l
2
l
l
l
3
l
l
l
l

Fig. 5

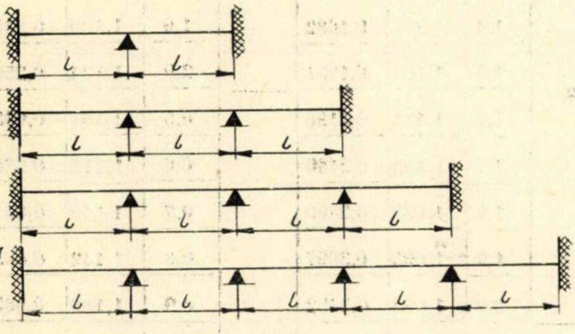

1
l
l
2
l
l
l
3
l
l
l
l
4
l
l
l
l
l

Fig. 6

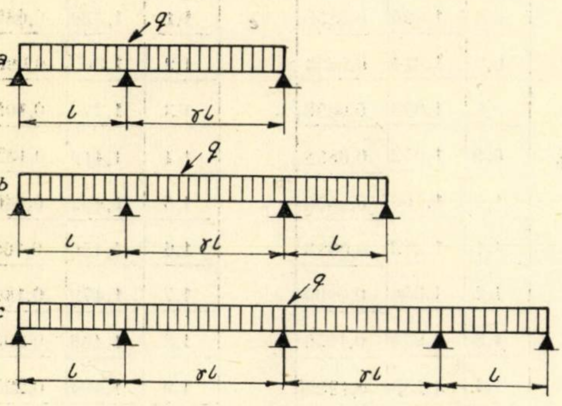

q
a
l
γl
q
b
l
γl
l
q
c
l
γl
γl
l

Fig. 7

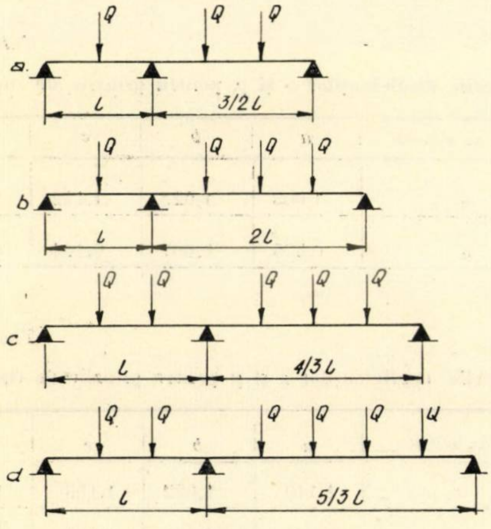

Q
Q
Q
a
l
3/2l
Q
Q
Q
Q
b
l
2l
Q
Q
Q
Q
Q
c
l
4/3l
Q
Q
Q
Q
Q
Q
d
l
5/3l

Fig. 8

Schemele lor sînt reprezentate în figura 5. Sarcinile care le solicită au una din schemele A, B, C şi E, reprezentate în figura 4.

Valorile coeficientului α sînt date în tabela 4.

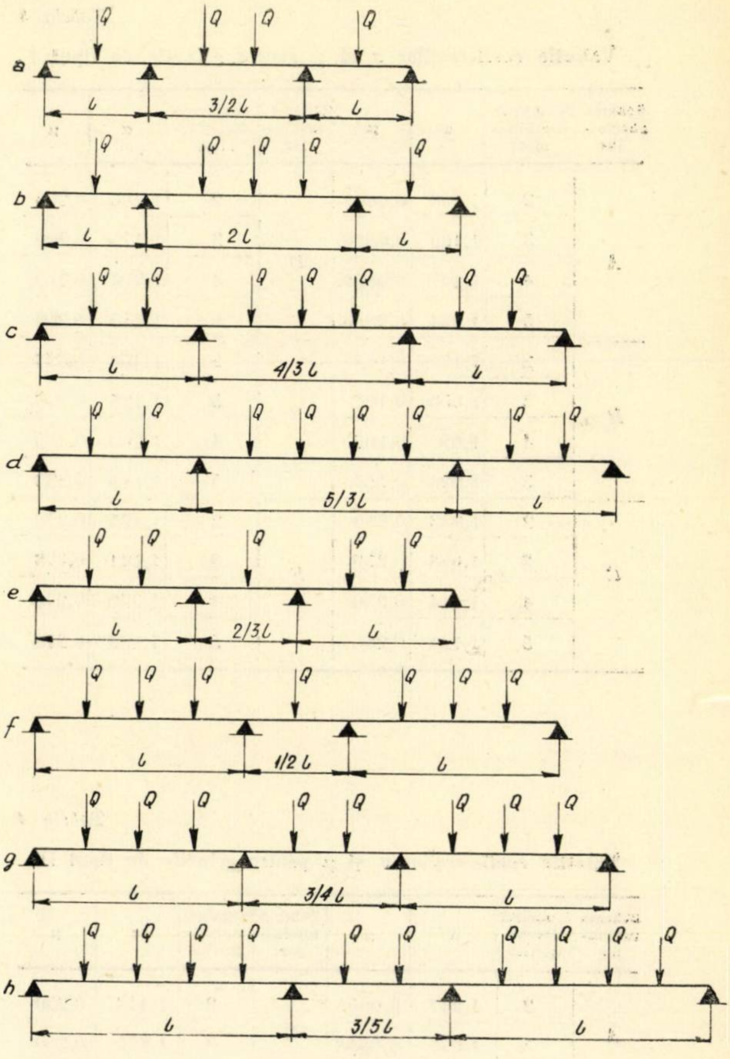

a
Q
Q
Q
Q
l
3/2l
l
b
Q
Q
Q
Q
Q
l
2l
l
c
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
l
4/3l
l
d
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
l
5/3l
l
e
Q
Q
Q
Q
Q
l
2/3l
l
f
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
l
1/2l
l
g
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
l
3/4l
l
h
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
Q
l
3/5l
l

Fig. 9

Tipul III : grinzi cu deschideri egale, încastrate perfect la ambele extremităţi. Schemele lor sînt reprezentate în figura 6. Sarcinile care le solicită au una din schemele A, B, C şi E, reprezentate în figura 4.

Valorile coeficientului α sînt date în tabela 5.

Tipul IV : grinzi cu deschideri inegale, simplu rezemate la extremităţi, solicitate de sarcini uniform distribuite. Schemele lor, notate cu *a*, *b*, şi *c*, sînt reprezentate în figura 7.

Valorile coeficientului α sînt date în tabela 6.

Tipul V : grinzi cu două deschideri inegale, simplu rezemate la extremităţi, solicitate de sarcini concentrate. Schemele acestor grinzi, inclusiv modul lor de solicitare, sînt reprezentate în figura 8.

Valorile coeficientului α sînt date în tabela 7.

Tipul VI : grinzi cu trei deschideri inegale, simplu rezemate la extremităţi, solicitate de sarcini concentrate. Schemele acestor grinzi, inclusiv modul lor de solicitare, sînt reprezentate în figura 9.

Valorile coeficientului α sînt date în tabela 8.

Tipul VII : grinzi cu patru deschideri inegale, simplu rezemate la extremităţi, solicitate de sarcini concentrate. Schemele acestor grinzi, inclusiv modul lor de solicitare, sînt reprezentate în figura 10.

Valorile coeficientului α sînt date în tabela 9.

Elementele necesare pentru calculul momentelor elastice care intervin la determinarea limitelor inferioare λ_{cm} s-au luat din lucrarea [1] pentru tipurile de grinzi, I, IV, V, VI şi VII şi din lucrarea [5] pentru tipurile de grinzi II şi III.

Tabela 3

Valorile coeficienților α și μ pentru grinzile de tipul I

Schema sarcinilor	Numărul deschiderilor	α	μ	Schema sarcinilor	Numărul deschiderilor	α	μ
A	2	1,458	0,0858	*D*	2	1,406	0,200
	3	1,166	0,0858		3	1,125	0,200
	4	1,247	0,0858		4	1,206	0,200
	5	1,224	0,0858		5	1,185	0,200
B	2	1,125	0,167	*E*	2	1,406	0,333
	3	1,050	0,167		3	1,125	0,333
	4	1,020	0,167		4	1,206	0,333
	5	1,026	0,167		5	1,185	0,333
C	2	1,333	0,250	*F*	2	1,425	0,278
	3	1,068	0,250		3	1,141	0,278
	4	1,144	0,250		4	1,220	0,278
	5	1,124	0,250		5	1,199	0,278

Tabela 4

Valorile coeficienților α și μ pentru grinzile de tipul II

Schema sarcinilor	Numărul deschiderilor	α	μ	Schema sarcinilor	Numărul deschiderilor	α	μ
A	2	1,247	0,0858	*C*	2	1,444	0,250
	3	1,235	0,0858		3	1,132	0,250
	4	1,235	0,0858		4	1,132	0,250
B	2	1,020	0,167	*E*	2	1,206	0,333
	3	1,026	0,167		3	1,194	0,333
	4	1,026	0,167		4	1,191	0,333

Tabela 5

Valorile coeficienților α și μ pentru grinzile de tipul III

Schema sarcinilor	Numărul deschiderilor	α	μ	Schema sarcinilor	Numărul deschiderilor	α	μ
A	2	1,333	0,0625	*C*	2	1,333	0,167
	3	1,333	0,0625		3	1,333	0,167
	4	1,333	0,0625		4	1,333	0,167
	5	1,333	0,0625		5	1,333	0,167
B	2	1,000	0,125	*E*	2	1,250	0,250
	3	1,000	0,125		3	1,250	0,250
	4	1,000	0,125		4	1,250	0,250
	5	1,000	0,125		5	1,250	0,250

Tabela 6

Valorile coeficienților α și μ pentru grinzile de tipul IV

Schema grinzii	γ	α	μ	Schema grinzii	γ	α	μ
a	1,1	1,338	0,1038	*b*	1,6	1,169	0,1600
	1,2	1,254	0,1236		1,7	1,152	0,1806
	1,3	1,200	0,1450		1,8	1,141	0,2025
	1,4	1,159	0,1682		1,9	1,130	0,2256
	1,5	1,134	0,1931		2,0	1,124	0,2500
	1,6	1,111	0,2196	*c*	0,5	1,131	0,0858
	1,7	1,105	0,2480		0,6	1,119	0,0858
	1,8	1,089	0,2800		0,7	1,119	0,0858
	1,9	1,095	0,3097		0,8	1,142	0,0858
	2,0	1,093	0,3432		0,9	1,189	0,0858
b	0,5	1,026	0,0858		1,0	1,247	0,0858
	0,6	1,026	0,0858		1,1	1,329	0,0858
	0,7	1,014	0,0858		1,2	1,367	0,0900
	0,8	1,002	0,0858		1,3	1,373	0,1056
	0,9	1,072	0,0858		1,4	1,412	0,1225
	1,0	1,166	0,0858		1,5	1,437	0,1406
	1,1	1,282	0,0858		1,6	1,456	0,1600
	1,2	1,356	0,0900		1,7	1,473	0,1806
	1,3	1,278	0,1056		1,8	1,486	0,2025
	1,4	1,233	0,1225		1,9	1,494	0,2256
	1,5	1,195	0,1406		2,0	1,500	0,2500

Tabela 7

Valorile coeficienților α și μ pentru grinzile de tipul V

Schema grinzii	*a*	*b*	*c*	*d*
α	1,003	1,023	1,112	1,049
μ	0,375	0,667	0,444	0,429

Tabela 8

Valorile coeficienților α și μ pentru grinzile de tipul VI

Schema grinzii	*a*	*b*	*c*	*d*
α	1,140	1,022	1,158	1,162
μ	0,250	0,500	0,333	0,500
Schema grinzii	*e*	*f*	*g*	*h*
α	1,060	1,056	1,041	1,080
μ	0,250	0,333	0,333	0,429

Tabela 9

Valorile coeficienţilor α şi μ pentru grinzile de tipul VII

Schema grinzii	*a*	*b*	*c*	*d*
α	1,448	1,412	1,308	1,488
μ	0,250	0,500	0,333	0,500
Schema grinzii	*e*	*f*	*g*	*h*
α	1,000	1,065	1,071	1,059
μ	0,250	0,333	0,333	0,429

Cazul I: dacă $\lambda_u < \lambda_{cm}$, sarcinile p_m şi P_m sînt date de relaţiile (11) şi (25).

Cazul II: dacă $\lambda_u > \lambda_{cm}$, sarcinile p_m şi P_m sînt date de relaţiile

$$p_m = \lambda_u p_n \tag{33}$$

şi

$$P_m = \lambda_u P_n. \tag{34}$$

În relaţiile (33) şi (34), λ_u este coeficientul de supraîncărcare al sarcinilor temporare dat de prescripţiile oficiale pentru calculul construcţiilor la stări limită.

★

Rezultatele prezentate în cadrul acestui studiu au fost stabilite în ipoteza că forţele tăietoare au o influenţă neglijabilă asupra valorilor momentelor plastice.

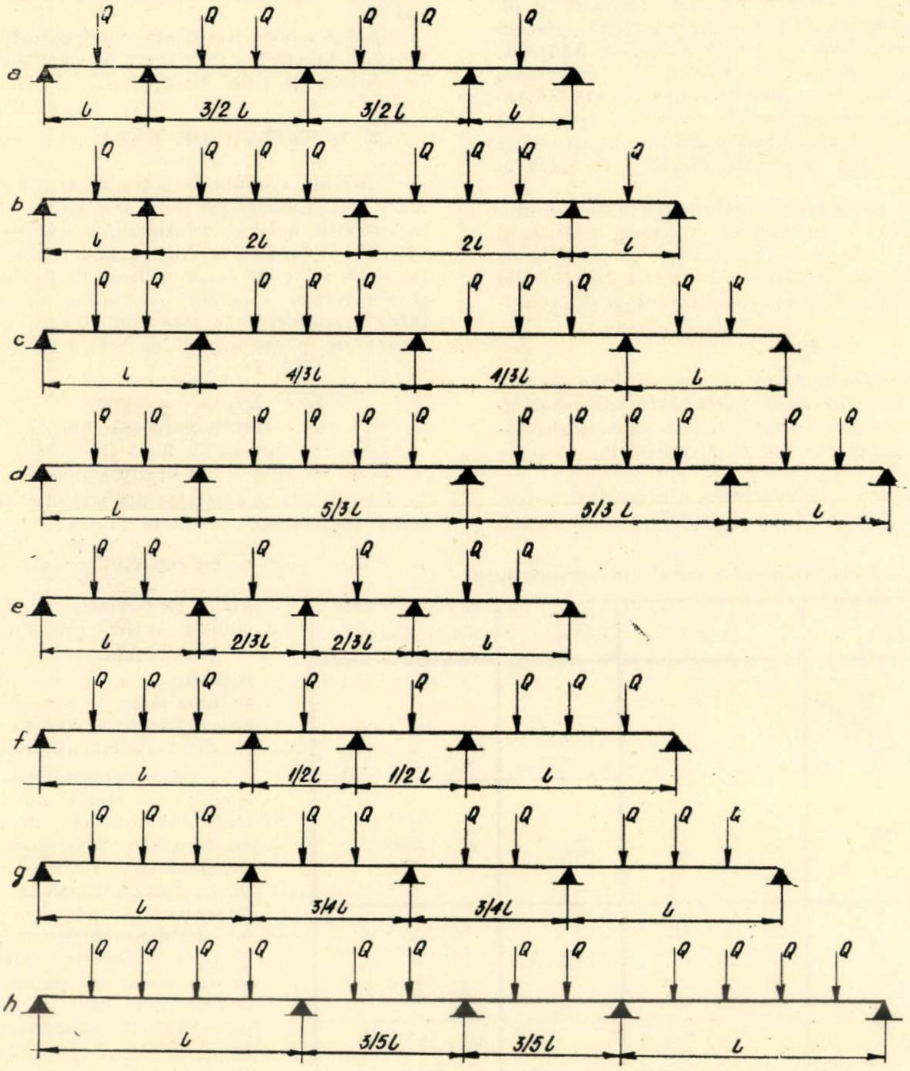


Fig. 10

VI. EXPRESIILE GENERALE ALE MOMENTELOR PLASTICE. MOMENTE PLASTICE DE CALCUL

au Pentru toate tipurile de grinzi studiate, momentele plastice expresiile generale

$$M_p = \mu(g + p_m) l^2 \tag{31}$$

dacă grinzile sînt solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$M_p = \mu(G + P_m) l \tag{32}$$

dacă grinzile sînt solicitate de sarcini concentrate.

În expresiile (31) şi (32), μ este un coeficient de influenţă adimensional. Valorile lui sînt date în tabelele 1—9.

Valorile de calcul ale momentelor plastice sînt date, de asemenea, de relaţiile (31) şi (32), în care sarcinile p_m şi P_m se determină după cum urmează:

În lucrarea [4] sînt date elementele necesare pentru determinarea momentelor plastice în cazurile în care forţele tăietoare influenţează sensibil asupra valorilor acestor momente.

Bibliografie

[1]. AVRAM C. N.: *Grinzi continue*. Editura Tehnică, Bucureşti, 1965.

[2] SAWYER H. A. Jr.: *An elastic criterion for plastic design*. Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 84, Nr. ST2, 1958.

[3] PETCU V.: *Calculul plastic al structurilor de oţel pe baza concepţiei stărilor limită*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Vol. 23, Nr. 5, 1966.

[4] HORNE M. R.: *The full plastic moments of sections subjected to shear force and axial load*. The British Welding Journal, Vol. 5, Nr. 4, 1958.

[5] x x x *Spravocinik proectirovşcika – Rascetno-teoreticeskii*, Gosstroiizdat, Moscova, 1960.

Contribuţie la proiectarea drumurilor urbane

Ing. V. Guţu şi ing. O. Coteanu
I.S.C.A.S.

1. GENERALITĂŢI — CLASIFICARE

Relaţiile tot mai complexe din viaţa oraşului necesită asigurarea acceselor şi legăturilor între elementele sale componente, în condiţiile optime ale circulaţiei moderne, caracterizată prin rapiditate, siguranţă, confort şi economicitate. Proiectarea străzilor trebuie să se facă pe baza „planului traficului de perspectivă'' întocmit pentru minimum 20 de ani, ţinînd seamă de funcţiunile multiple ale reţelei stradale, de rolul acesteia la determinarea formelor şi dimensiunilor unităţilor urbanistice pe care le separă, precum şi de rezolvarea sistematizării verticale a zonelor limitrofe. Spre deosebire de alte domenii ale tehnicii, la proiectarea drumurilor urbane nu dispunem încă de normative sau STAS-uri şi nici de alte materiale documentare actuale, ceea ce se explică atît prin noutatea problemelor generate de circulaţia modernă urbană, cît şi de caracterul dificil şi complex al problemelor respective.

În articol se arată unele aspecte mai importante ale proiectării străzilor în funcţie de traficul orăşenesc, precum şi cîteva procedee şi metode de calcul folosite la studiile de circulaţie şi la proiectarea străzilor din cadrul Institutului de studii şi proiectare în construcţii, arhitectură şi sistematizare (ISCAS).

★

Desfăşurarea circulaţiei în bune condiţii depinde de mai mulţi factori cum sînt : alcătuirea schemei stradale, elementele geometrice ale străzilor, dispunerea şi amenajarea intersecţiilor etc. Din punct de vedere al schemelor stradale se disting :

A. Scheme pentru circulaţia interioară, care pot fi în sistem ortogonal simplu, sau completat cu diagonale, sistem radial, radial-inelar, sau combinat (cu mai multe centre legate cu artere inelare şi de degajare).

B. Scheme pentru legăturile cu exteriorul în sistem inelar radial sau tangenţial.

C. Scheme pentru arterele de tranzit interurbane, variabile ca poziţie faţă de oraş.

Proiectarea şi dimensionarea străzii necesită în primul rînd stabilirea caracteristicilor funcţionale în cadrul reţelei, respectiv clasificarea străzii şi precizarea parametrilor de calcul.

În lipsa unei clasificări standardizate a străzilor se prezintă în tabela 1 o propunere de clasificare în funcţie de trafic, viteză şi rolul funcţional.

2. ELEMENTE DE BAZĂ ALE PROIECTĂRII

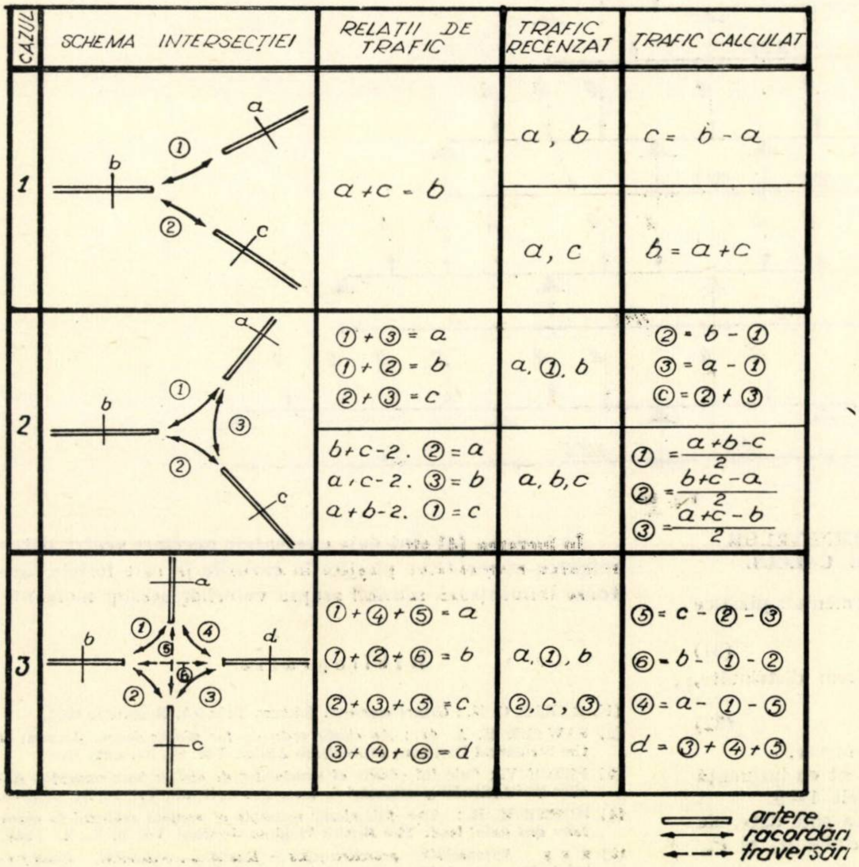
Eficienţa economică a transporturilor urbane depinde în mare măsură de asigurarea unor viteze sporite de circulaţie, în condiţii optime de siguranţă şi confort. În acest sens vitezele de proiectare din tabela 1 reprezintă o primă indicaţie şi ele se referă la prevederile de perspectivă ale traficului şi ale reţelei stradale amenajate în consecinţă. Eficacitatea transporturilor este condiţionată şi de raportul dintre viteza de proiectare V şi viteza medie V_e de exploatare

$$V_e = \frac{60\,\Sigma S}{\Sigma t_m + \Sigma t_0} \quad \text{unde :}$$

ΣS este distanţa parcursă (km);
Σt_m — timpul de mers (minute);
Σt_0 — timpul de oprire (minute).

Elementele geometrice ale străzilor şi intersecţiilor existente influenţează în mare măsură viteza de exploatare; cu cît raportul $\frac{V}{V_e}$ are o valoare mai apropiată de unitate, cu atît sistemul de circulaţie rutieră este mai convenabil.

Fig. 1. Schema de calcul a traficului la intersecţii simple



CAZUL	SCHEMA INTERSECŢIEI	RELAŢII DE TRAFIC	TRAFIC RECENZAT	TRAFIC CALCULAT
1		a + c = b	a, b	c = b - a
			a, c	b = a + c
2		① + ③ = a ① + ② = b ② + ③ = c	a, ①, b	② = b - ① ③ = a - ① ⓒ = ② + ③
		b + c - 2 . ② = a a + c - 2 . ③ = b a + b - 2 . ① = c	a, b, c	① $= \frac{a+b-c}{2}$ ② $= \frac{b+c-a}{2}$ ③ $= \frac{a+c-b}{2}$
3		① + ④ + ⑤ = a ① + ② + ⑥ = b ② + ③ + ⑤ = c ③ + ④ + ⑥ = d	a, ①, b ②, c, ③	⑤ = c - ② - ③ ⑥ = b - ① - ② ④ = a - ① - ⑤ d = ③ + ④ + ⑤

Date importante necesare calculului traficului viitor se obţin din schiţa de sistematizare a oraşului, din detaliile de sistematizare a zonelor industriale, precum şi din studiul mişcării populaţiei active.

Pentru determinarea traficului de perspectivă se aplică metode bazate pe date statistice, anchete de circulaţie, indici de creşterea parcului auto, creşterea venitului naţional etc., metode care în general reflectă proporţionalitatea între gradul de motorizare şi creşterea intensităţii traficului. În mod curent fluxurile de circulaţie (origine-destinaţie), intensitatea şi componenţa traficului pe categorii de vehicule, condiţiile în care se desfăşoară circulaţia, precum şi alte caracteristici ale circulaţiei, se determină prin recensăminturi şi anchetele de circulaţie. De remarcat că în cazul recensămînturilor la intersecţii de străzi este posibil ca prin folosirea unui număr minim de posturi de recenzare, să se determine indirect traficul pentru un număr mai mare de secţiuni. Astfel, în cazul schemelor de intersecţii între 3 sau 4 artere, folosind notaţiile din figura 1, se poate calcula traficul pe arterele şi pe racordările nerecenzate, care acced la intersecţie. Pentru determinarea intensităţii traficului de tranzit global se pot folosi şi diagrame de calcul care exprimă ponderea medie a traficului de tranzit faţă de traficul total de penetraţie.

Tabela 1

Clasificarea tehnică a străzilor

Nr. crt.	Denumirea străzii		Funcţiunile străzii	Categoria oraşului	Caracteristicile traficului		
					Viteza de proiectare (km/oră)	Fluctuaţiile traficului	Natura traficului
I	Străzi magistrale de mare capacitate şi viteză de circulaţie		— autostrăzi urbane; — artere de tranzit; — penetraţii ale drumurilor naţionale; — legătura între diferite zone funcţionale, urbanistice; — ocolitoare exterioare	Oraşe foarte mari (peste 300 000 locuitori)	100	Trafic permanent	— trafic auto de toate categoriile; — transport în comun; — trafic variabil de pietoni
II	Străzi magistrale de importanţă orăşenească		— legături între zone şi unităţi urbanistice; — penetraţii importante; — tranzit; — ocolitoare exterioare; — rocade	Oraşe mari (100 000—300 000 locuitori) şi oraşe foarte mari	80	Trafic permanent	— trafic auto de toate categoriile; — transport în comun; — trafic variabil de pietoni
III	Străzi principale		— legături între unităţi urbanistice de locuit; — colectoare de circulaţie; — penetraţii; — tranzit; — rocade	Toate oraşele	60	Trafic permanent	— trafic auto de toate categoriile — transport în comun; — trafic variabil de pietoni
IV	Străzi de deservire locală	Străzi pentru accese	— deservirea în interiorul unităţilor urbanistice	Toate oraşele	40	Trafic variabil şi ocazional	— trafic de autovehicule uşoare şi de deservire; — fără transport în comun; — trafic de pietoni
V		Străzi secundare şi alei carosabile	— accese la locuinţe şi dotări; — accese la parcaje şi garaje locale		30		
II — V	Străzi cu destinaţie specială	Industriale	— legături între zone de locuinţe şi zone industriale; — artere cu circulaţie grea în zone industriale; — accese carosabile în zone industriale	Toate oraşele	40—80	Trafic permanent Trafic variabil	— trafic auto greu; — transport în comun; — trafic de pietoni, şi biciclişti
		Accese la obiective speciale	— legături la: gări feroviare, maritime, fluviale, aeroporturi; — accese la autogări, autobuze	Toate oraşele	60—80	Trafic permanent	— trafic auto — transport în comun; — trafic de pietoni
		Social culturale	— accese la expoziţii stadioane, muzee	Toate oraşele	40—60	Trafic periodic	— trafic auto uşor şi transport în comun; — trafic pietonier
		De odihnă şi agrement	— străzi şi alei de parc; — promenade; — alei de cură	Toate oraşele şi staţiunile balneo-climaterice	30	Trafic periodic, sezonier	— trafic predominant pietonier; — trafic auto uşor şi de deservire

Exprimarea globală a traficului este foarte necesară proiectării şi se obţine echivalînd impedimentul dinamic al circulaţiei diferitelor tipuri de vehicule în raport cu un vehicul etalon care este autoturismul, prin aplicarea coeficienţilor de transfomare. Pe baza planului de trafic se dimensionează profilul transversal al străzilor, precum şi intersecţiile dintre străzi, considerîndu-se în calcul intensitatea fluxului de circulaţie pentru „ora de vîrf normată''. Aceasta corespunde în mod curent fluxului vehicular atins în decursul a 30 de ore dintr-un an. Intensitatea de calcul se poate deduce şi indirect, cunoscînd că raportul dintre traficul celei de a 30-a oră şi traficul mediu zilnic anual variază între 0,12—0,18. Alţi coeficienţi stabiliţi în studiile de circulaţie efectuate la ISCAS, pentru oraşe din ţara noastră sînt:

— coeficientul pentru determinarea traficului orei de vîrf faţă de traficul zilnic este 0,08—0,14;

— coeficientul pentru pulsaţiile orare în sensul cel mai solicitat al circulaţiei faţă de traficul zilnic este 0,6—0,7.

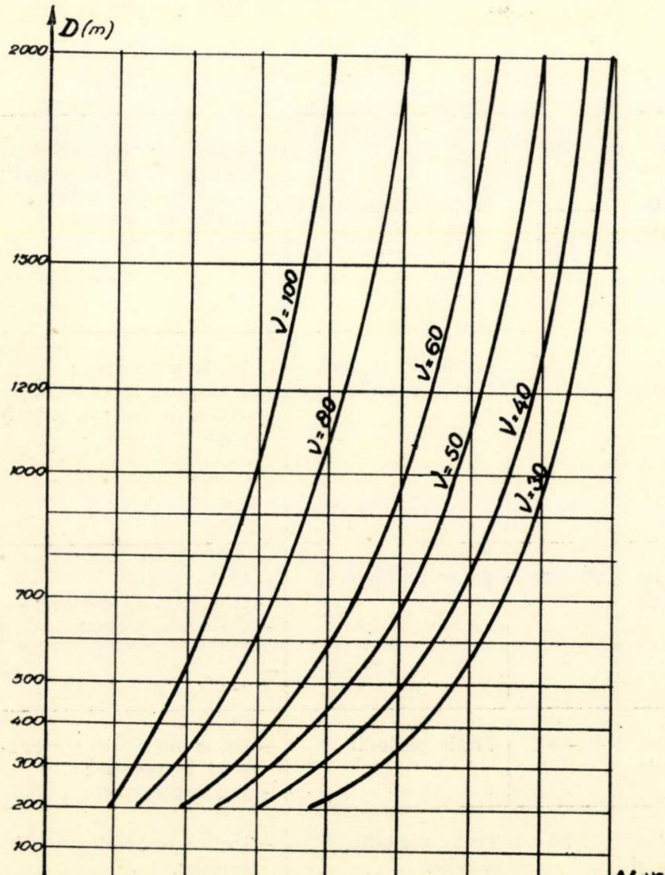
Capacitatea de circulaţie a străzii depinde îndeosebi de natura traficului şi viteza de circulaţie de distanţa între intersecţii şi amenajarea lor, de profitul transversal al străzii etc. Circulaţia pe arterele urbane fiind în general canalizată pe culoare delimitate prin marcaje longitudinale, calculul capacităţii de circulaţie se poate face şi pentru fiecare bandă în parte. În cazul circulaţiei continue cu viteza V km/oră, debitul teoretic al unei benzi N_t (veh/oră) este:

$$N_t = \frac{1\,000\,V}{D} = \frac{1\,000\,V}{e + s + S} = \frac{1\,000\,V}{\dfrac{V^2}{100} + \dfrac{V}{2{,}5} + 12}$$

unde:

e = distanţa de frînare (m)
s = spaţiul parcurs în timpul t de percepţie-reacţie (m)
S = spaţiul de siguranţă (m)
D = lungimea gabaritului dinamic (m)

Fig. 2. Capacitatea de circulaţie (N), în funcţie de distanţa (D) între punctele de oprire



În realitate, capacitatea benzii este mai mică decît capacitatea teoretică, datorită în primul rînd întîrzierilor produse la intersecţiile de străzi. Ea se obţine prin multiplicarea capacităţii teoretice cu un coeficient α subunitar ($N = \alpha N_t$) calculat cu formula:

$$\alpha = \frac{\dfrac{A}{v}}{\dfrac{A}{v} + \dfrac{v}{2W_a} + \dfrac{v}{2W_d} + t_0}$$

unde:

A este distanţa între punctele de oprire (m)
v — viteza (m/s)
W_a — acceleraţia la pornire (m/s^2)
W_d — deceleraţia la oprire (m/s^2)
t_0 — timpul consumat la oprire (s)

În graficul din figura 2 se dau capacităţile de circulaţie pentru o bandă de circulaţie în funcţie de diferite viteze şi distanţe între intersecţii. Graficul s-a întocmit avîndu-se în vedere valorile parametrilor medii corespunzători circulaţiei de la noi ($t = 1{,}5$ s; coeficientul de frecare $f = 0{,}4$; $t_0 = 30$ s; $W_a = 1{,}5$ m/s^2; $W_d = 3$ m/s^2). Pentru calculul capacităţii de circulaţie a străzilor cu mai multe benzi în fiecare sens se determină capacităţile individuale efective pe fiecare bandă în parte şi se însumează apoi rezultatele. Capacitatea efectivă pentru fiecare bandă se obţine prin înmulţirea lui N cu coeficienţii care ţin seamă de poziţia benzii în profilul transversal al străzii: pentru culoarele de circulaţie (benzile) 1, 2, 3 şi 4 într-un sens, corespund coeficienţii 1; 0,9, 0,85; 0,70, respectiv 0,50.

Calculul orientativ al capacităţii străzii, în raport cu numărul total „n'' al benzilor străzii, se poate face şi cu formula propusă de Poliakov: $Q = 500.k.n$ unde k reprezintă coeficientul de folosire a capacităţii benzilor şi anume pentru 1, 2, 3, 4 sau 5 benzi în sensul deplasării, coeficientul k este 1; 0,9; 0,83; 0,75 şi 0,70.

Capacitatea de circulaţie a unei benzi la o intersecţie de străzi cu circulaţia dirijată, depinde de mai mulţi factori, printre care un rol important îl joacă timpii de reglare a semnalelor luminoase. Pentru cazul curent al intersecţiei cu 4 ramuri în cruce reglementată prin semnale luminoase, capacitatea de circulaţie N (veh/oră) pentru o bandă este:

$$N = \frac{3\,600\,L}{(t_1 + t_2)\cdot D}, \text{ în care:}$$

t_1 este intervalul de timp liber (s)
t_2 — durata opririi inclusiv preavizele (s)
D — lungimea gabaritului dinamic în mişcarea variată (m)
L — distanţa parcursă de vehicul în intervalul t_1 (m).

În figura 3 s-a exprimat variaţia capacităţii orare a unei benzi în intersecţie pentru diverse viteze uzuale, cînd durata ciclului luminos $T = t_1 + t_2$ este cuprinsă între 30—90 secunde, pentru diverse valori ale timpului liber (verde). Diagramele pot fi folosite la determinarea capacităţii de circulaţie a ciclului de semnalizare sau a numărului de benzi.

3. ELEMENTE GEOMETRICE CARACTERISTICE STRĂZII

A. Proiectarea traseului străzii se face pe baza corelării criteriilor de ordin tehnic, economic şi urbanistic.

Alegerea traseului pentru o arteră importantă, care prezintă mai multe variante posibile, depinde de o serie de factori, foarte importantă fiind reducerea cheltuielilor de exploatare a transporturilor urbane. În articolul „Studiul circulaţiei rutiere pentru oraşul Braşov'' din Revista Transporturilor nr. 4/1965 s-a exemplificat o metodă care permite compararea variantelor de traseu şi din punct de vedere al exploatării şi al costului transporturilor, stabilită pe baza lungimilor virtuale.

Compararea a două trasee cu puncte comune de origine şi destinaţie pune şi problema determinării gradului de atracţie a traficului pentru unul din trasee. Studiile în această direcţie au condus la diagrame de calcul cum este diagrama din figura 4. care prezintă, în funcţie de scurtările de tra-

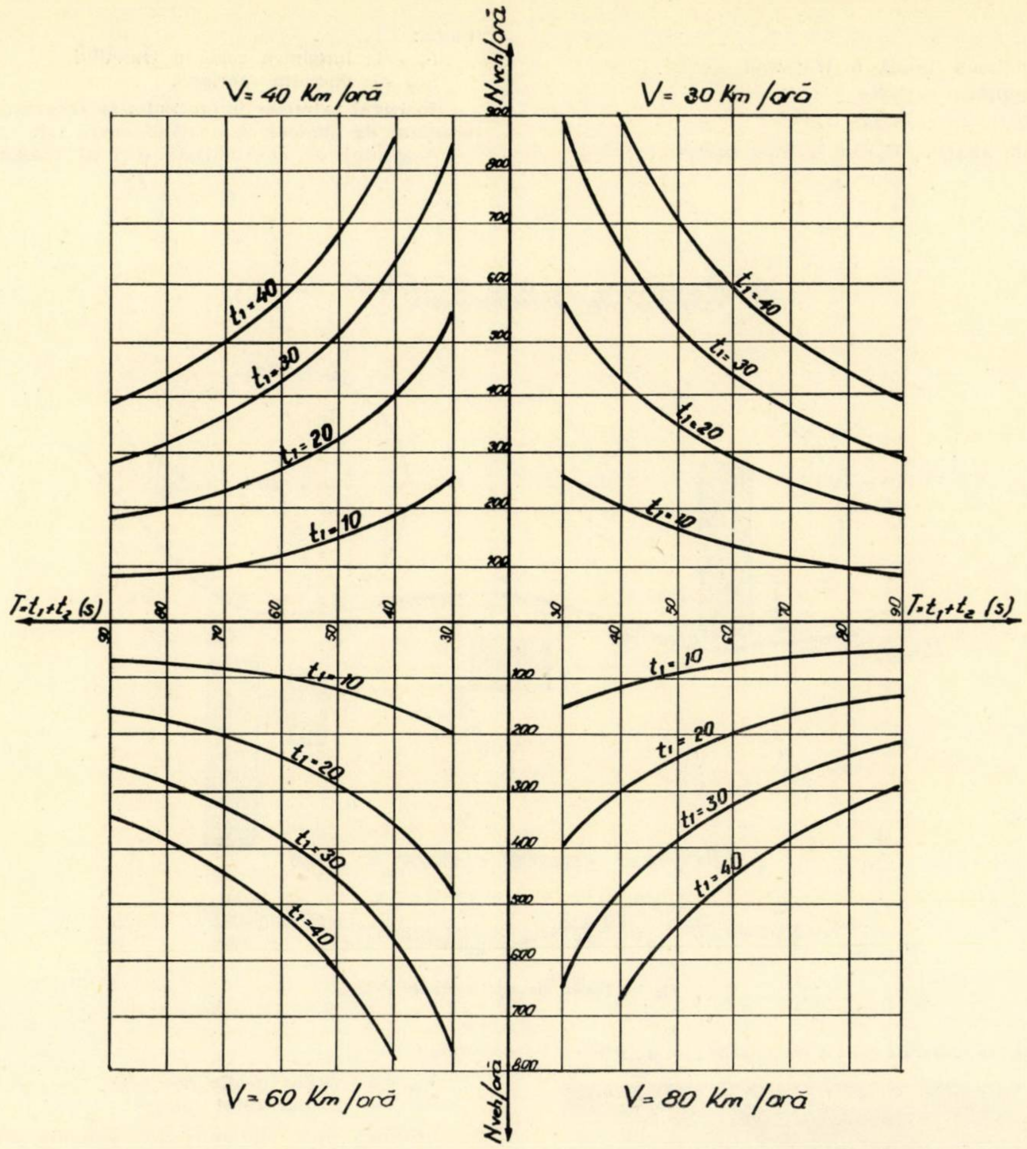


Fig. 3. Capacitatea N a unei benzi în intersecție cu circulația reglementată prin semnale luminoase
$T = t_1 + t_2$ durata totală a unui ciclu luminos (s) t_1 = durata semnalului verde (s)

seu şi economiile de timp, gradul de atracţie a traficului între două puncte extreme, exprimat în procente din traficul total. Diagrama constă dintr-o familie de curbe determinate cu expresia :

$$p\% = 50 \cdot \left[1 + \frac{d + 0{,}8 \cdot t}{\sqrt{(d - 0{,}8\,t)^2 + 11{,}6}}\right] \text{ unde :}$$

„p" este procentul din traficul total atras de itinerariul care duce la economie de timp „t" (minute) şi la scurtarea de parcurs „d" (km) în comparaţie cu alt traseu. În cazul traseelor sub 3 km se calculează un procent „p_i", ţinînd seamă de „p" şi de lungimea „L" a parcursului, cu formula :

$$p_i = p + 0{,}75\left(2 - \frac{L}{1{,}6}\right) \cdot (p - 50).$$

Evidenţierea fluenţei traseului se face în funcţie de numărul, razele şi lungimile curbelor, precum şi de viteza de circulaţie şi se poate exprima prin mai mulţi indicatori tehnici cum sînt :

— gradul de sinuozitate (G_s) a traseului, pe care îl propunem sub forma :

$$G_s = \frac{\Sigma L_c}{L_t} \cdot \Sigma \frac{L_c}{R_c},$$

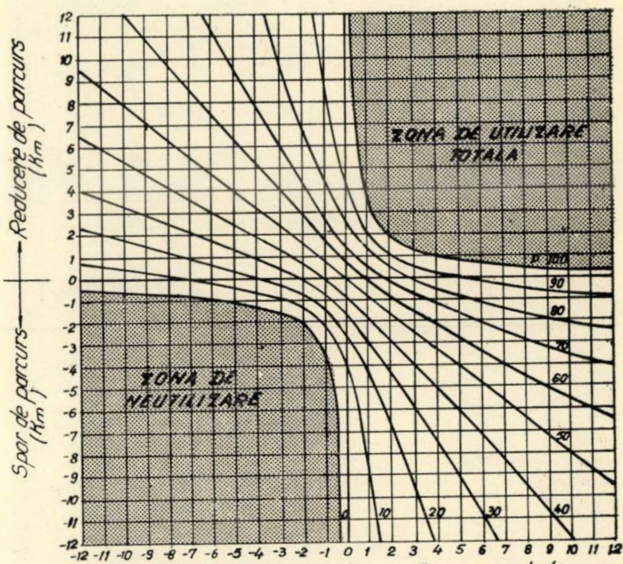


Fig. 4. Gradul de atracţie a traficului (în procente din traficul total) între trasee cu puncte comune de origine şi destinaţie

unde :

L_t este lungimea totală a traseului

L_c — lungimea curbelor

R_c — razele de curbură

— gradul de abatere (G_a) de la linia dreaptă :

$$G_a = \frac{L_r}{L_{dr}},$$

unde :

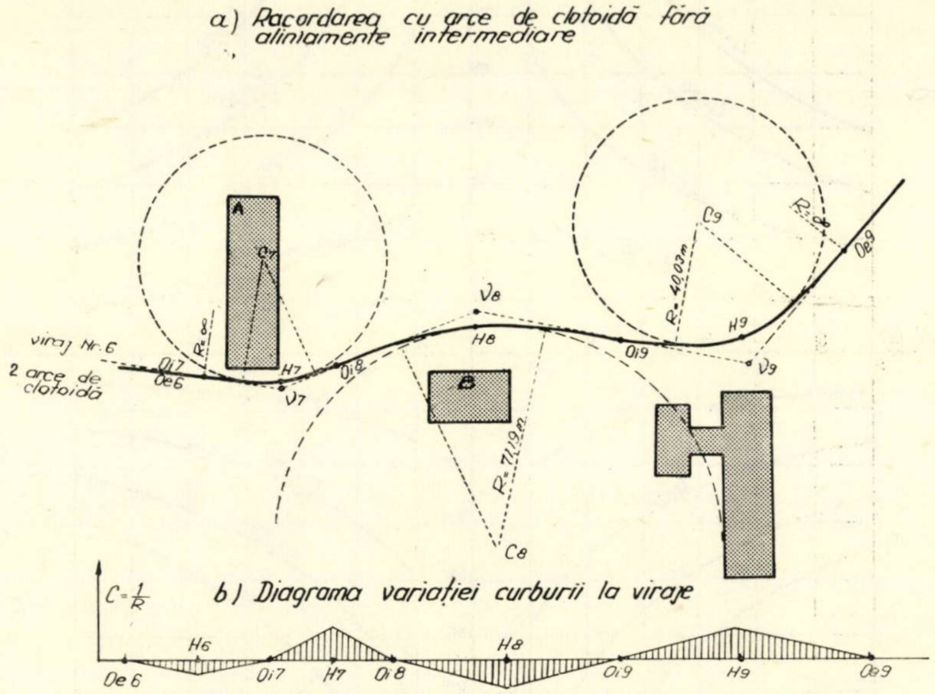
L_r este lungimea reală a traseului

L_{dr} — distanța aeriană.

În cazul arterelor importante, se recomandă ca valoarea gradului de abatere să nu depășească 1,4.

— gradul de continuitate (G_c) al traseului :

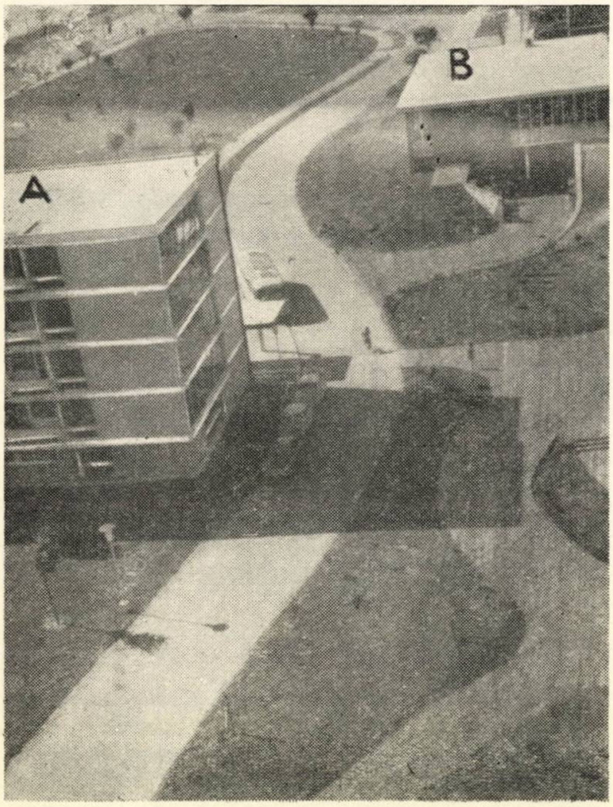
$$G = \frac{L_r}{V_m \cdot T},$$


a) Racordarea cu arce de clotoidă fără aliniamente intermediare

b) Diagrama variației curburii la viraje

Fig. 5. Traseu din arce legate de clotoidă

Fig. 6. Vedere pe traseul din figura 5 (construcțiile „A" și „B")



unde :

V_m este viteza medie (km/oră)

T — timpul total (ore).

Traseele ușor sinuoase sînt comode pentru circulație, permit o adaptare mai bună la teren, precum și rezolvări estetice în cadrul ansamblurilor construite. Proporția de aliniamente și curbe ale traseului se recomandă să fie astfel încît lungimea aliniamentelor să nu depășească de 30—40 ori lățimea străzii între fronturile clădirilor.

În funcție de importanța traficului, de viteză și de raza curbei pot fi necesare amenajări ale curbei cum sînt : racordări progresive cu arce de clotoidă, supralărgirea părții carosabile, asigurarea vizibilității, eventual amenajarea în spațiu etc.

Datorită multiplelor avantaje, clotoida este actualmente folosită atît la racordarea progresivă a aliniamentelor, cît și la intersecții, trotuare sau chiar la trasee de străzi alcătuite din arce legate de clotoidă fără aliniamente. Un exemplu de traseu cu puncte obligate, alcătuit numai din arce de clotoidă legate (fără aliniamente), realizat la Mamaia, este redat în figura 5 și figura 6. Pentru diverse categorii de străzi și viteze, rezultă valorile modulului clotoidei $\left(K = \sqrt{\frac{V^3}{24}}\right)$ din tabela 2.

Tabela 2

Categoria de străzi	I	II	III	IV	V
— Viteza de proiectare (km/oră)	100	80	60	40	30
— Modulul "K" al clotoidei	204,12	146,06	94,87	51,64	34,10

La arterele magistrale se recomandă să se adopte, în vederea evitării convertirii şi a supraînălţării profilului transversal al străzii, curbe cu raze cît mai mari. În tabela 3 s-au calculat limitele inferioare ale razelor curbelor pentru cazul cînd se menţine profilul transversal acelaşi ca în aliniament (adică acoperiş cu două versante plane) precum şi pentru cazul cînd profilul în curbă este convertit la panta transversală unică de 2,5%. Razele s-au calculat pentru coeficientul de confort $K = 25$, apreciat ca cel mai indicat pentru străzi principale, precum şi pentru $K = 33{,}3$ caracteristic unui grad mai redus de confort. Adoptarea unui coeficient mai bun $K = 20$ conduce însă la raze mai mari, ceea ce este uneori dificil de realizat la drumurile urbane.

Din considerente urbanistice se evită ipoteza profilului supraînălţat la curbele străzilor, care ar conduce la raze mai mici; în cazuri speciale, teren foarte accidentat, străzi industriale etc. se pot adopta însă curbe supraînălţate. În literatura sovietică de specialitate, recent apărută (Stramentov şi Merculov: Gorodschie uliţî i doroghi — Moscova 1965), se arată astfel posibilitatea amenajării curbelor la arterele urbane, prin convertirea şi supraînălţarea profilului pînă la panta unică de 6%.

Razele menţionate se referă la curbele traseelor principale. La intersecţii de străzi se prevăd însă în mod curent racordări cu raze la borduri cuprinse între 9—25 m, care permit înscrierea vehiculelor.

B. În profilul în lung al străzii, linia roşie se proiectează în general sub nivelul terenului învecinat în corelare cu sistematizarea verticală, adoptîndu-se declivităţi minime de 0,5% (excepţional 0,2%) şi declivităţi maxime în funcţie de viteză, tipul îmbrăcăminţii, relief şi caracterul traficului, conform tabelei 4.

Pe arterele cu transport în comun sau cu trafic greu industrial, declivităţile maxime se limitează la 4,0% (excepţional 6% pe sectoare scurte), iar pe străzile secundare puţin circulate şi pe accese locale scurte se pot admite declivităţi de maximum 10%.

C. Calculul lăţimii părţii carosabile se face în funcţie de intensitatea traficului, de gabaritele vehiculelor şi de viteză. Spaţiile de siguranţă necesare între vehicule se calculează cu diverse formule cum sînt formulele lui Fichelson şi Poliakov (tabela 5). În cazul încadrării părţii carosabile cu borduri îngropate se elimină efectul de perete al bordurilor de trotuar şi rezultă lăţimi carosabile mai mici. În acest sens, STAS 2900/63 prevede ca lăţimile carosabile ale drumurilor publice, considerate cu borduri îngropate, să se mărească cu 1 metru dacă drumul este încadrat cu borduri denivelate şi are profil de stradă. Din calculele efectuate a rezultat că influenţa efectului de perete, datorită bordurilor de trotuar asupra lăţimii străzii, scade cu cît numărul benzilor este mai mare, respectiv la 4 benzi de circulaţie acest impediment este neglijabil. Lăţimea curentă a benzii carosabile este de 3,00 m pentru străzi secundare, de 3,50 m pentru străzi principale şi pentru transportul greu, şi ajunge la 3,75 m pentru circulaţia rapidă. Pentru alei carosabile cu o singură bandă lăţimea este de 3,50 m dacă bordurile sînt denivelate şi 3,00 m cînd bordurile sînt îngropate. Numărul minim al benzilor de circulaţie se obţine raportînd intensitatea traficului de perspectivă pentru ora de vîrf normală la capacitatea medie de circulaţie a unei benzi.

Unele norme prevăd supralărgirea părţii carosabile în curbe pentru fiecare bandă de circulaţie, pentru raze sub 750 m.

Astfel, pentru curbele avînd razele cuprinse în intervalele succesive 60—90—125—200—300—400—550 şi 750 m corespunde supralărgirea benzii de circulaţie, respectiv cu 0,70; 0,60; 0,50; 0,35; 0,30; 0,25 şi 0,20 m.

În tabela 6 se dau informativ, pentru diferite tipuri de profiluri transversale ale străzilor, capacităţile de circulaţie stabilite în funcţie de vitezele de circulaţie şi de distanţele între intersecţiile succesive.

D. Intersecţiile arterelor principale trebuie dispuse la distanţe suficient de mari (conform tabelei 8) pentru a se putea asigura scurgerea traficului cu viteze corespunzătoare. Viteza de proiectare admisă de unele norme pentru intersecţii este de 0,7 V, viteza de proiectare pentru artera cea mai importantă care accede fiind V (km/oră).

Amenajarea intersecţiilor importante necesită analiza desfăşurării fluxurilor de circulaţie în zona intersecţiei, concretizată prin planul de trafic al intersecţiei.

Soluţiile de amenajare a intersecţiilor depind de importanţa traficului şi a fluxului de virare la stînga şi la dreapta, iar, după cum se arata în clasificarea intersecţiilor pe tipuri şi categorii redate în figura 7, ele prezintă o mare varietate. În general pînă la debite de 350—400 vehicule pe oră şi flux principal, circulaţia în intersecţie se poate desfăşura liber,

Tabela 3

Raze minime ale arterelor de circulaţie urbană

Categoria străzii	Viteza de proiectare (Km/oră)	Raze pentru K=25 (m)		Raze pentru K=33.3 (m)	
		Profil transv ca în aliniament	Profil transv convertit	Profil transv ca în aliniament	Profil transv convertit
I	100	2000	900	1300	700
II	80	1300	600	850	450
III	60	750	350	500	250
IV	40	350	150	200	120
V	30	200	100	150	70

Tabela 4

Declivităţile maxime ale străzilor (%) în raport cu categoria străzii şi felul îmbrăcăminţii

Categoria străzii	Viteza de proiectare Km/oră	Felul îmbrăcăminţilor			
		Asfalt turnat	Beton asfaltic	Beton de ciment	Pavaje de piatră
I	100	3,5	3,5	4	4
II	80	4	4,5	5	5
III	60	4,5	5,5	6	6
IV	40	4,5	5,5	6	7
V	30	4,5	5,5	6	8 (10)

NOTA: Pentru transportul în comun, declivitatea maximă nu va depăşi 6% pe sectoare scurte

Tabela 5

Formulele de calcul al lăţimii carosabile a străzii cu borduri denivelate

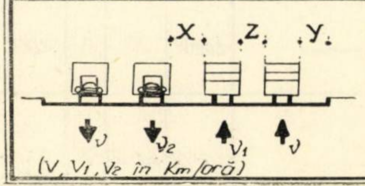
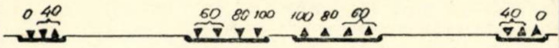
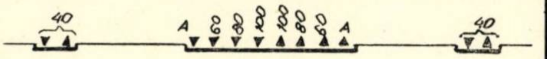
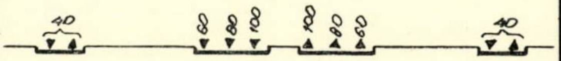
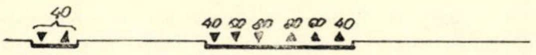
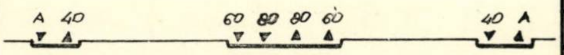
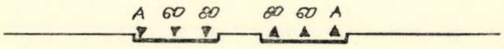
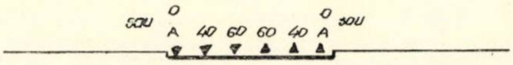
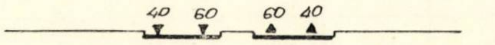
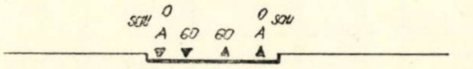
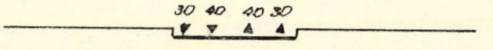
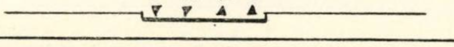
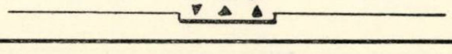
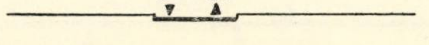
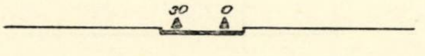
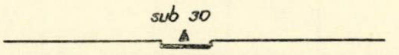
SCHEMA	Spaţii de siguranţă (m)	Formula de calcul	
		Fichelson	Poliakov
	X	$0{,}01(V_1+V_2)$	$0{,}7+0{,}02\sqrt[4]{(V_1+V_2)^3}$
	Y	$0{,}015\,V$	$0{,}4+0{,}02\sqrt[4]{V^3}$
	Z	$0{,}01\,V_1$	$0{,}7+0{,}02\sqrt[4]{V_1^3}$

Tabela 6

Profiluri informative și capacități de circulație în vehicule etalon pe oră

Categoria străzii	Profiluri transversale tip și viteze de circulație	Caracteristici			Distanțe între intersecții (m)								
		Trafic	Viteză (Km/oră)	Nr. benzi	100	200	300	400	600	800	1000	1.500	2000
I	 0 40 60 80 100 100 80 60 40 0	Local	0;40	2x3					1200	1200	1200	1200	1200
		Tranzit	60-100	2x4					2200	2500	2800	3200	3500
		Capacitate totală							3400	3700	4000	4400	4700
	 40 A 60 80 100 100 80 60 A 40	Local	40	2x2				1100	1.100	1100	1100	1100	
		Tranzit	40-80	8				2000	2300	2400	2600	2900	
		Capacitate totală						3100	3400	3500	3700	4000	
	 40 60 80 100 100 80 60 40	Local	40	2x2				1000	1000	1000	1000	1000	
		Tranzit	60-100	2x3				1300	1700	1900	2100	2500	
		Capacitate totală						2300	2700	2900	3100	3500	
II	 40 40 60 60 60 60 40	Local	40	2				500	500	500	500	500	
		Tranzit	40-80	6				1800	2300	2500	2700	3100	
		Capacitate totală						2300	2800	3000	3200	3600	
	 A 40 60 80 80 60 40 A	Local	40	2x2			1000	1000	1000	1000	1000		
		Tranzit	60-80	4			900	1100	1400	1500	1700		
		Capacitate totală					1900	2100	2400	2500	2700		
	 A 60 80 80 60 A	Local	60-80	2x3			1400	1600	1900	2000	2200		
III	 sau 0 A 40 60 60 40 A 0 sau	Local	40-60	6			1100 1800	1200 1900	1500 2300	1700 2400	1900 2600		
		Local	40-60	2x2		1000	1300	1500	1800	2000	2200		
	 sau 0 A 60 60 A 0 sau	Local	60	4		350 950	450 1050	550 1150	700 1300	800 1500	900 1600		
IV		Local	30;40			1300	1600	1900	2200				
		Local	40			500	700	800	1000				
		Local	30;40			900	1200	1400					
V		Local	30	2	450	750	950						
		Local	30	2	200	350	400						
		Local	sub 30	1	Alei carosabile și străzi interioare cu circulație auto sub 10 veh./oră și distanța între intersecții sub 100 m.								

NOTA : S-AU CONSIDERAT VITEZELE (Km/oră) NOTATE PE PROFIL. PE BANDA MARGINALA S-AU CONSIDERAT CAZURILE: CIRCULATIE CURENTA, TRANSPORT IN COMUN (A), SAU STATIONARI (O).

nedirijată ; reglementarea prin semnalizare electrică este necesară pentru intensităţile de trafic arătate în tabela 7. Unul din factorii importanţi, analizaţi la proiectare, este reducerea timpului de parcurgere în traversarea intersecţiei. Pierderile de timp le putem calcula cu formule care ţin seama de regimul deplasării vehiculelor în zona intersecţiei, pe care le deducem astfel (fig. 8 *a* şi *b*) :

a. vehicule care sosesc în intervalul de reţinere la semnal (la luminile : galben — roşu — galben) ;

b. vehicule care sosesc în interval de „liber'' (la lumina verde).

— *Cazul „a''*. Pentru un vehicul reţinut la semnal pierderea de timp totală ΔT este :

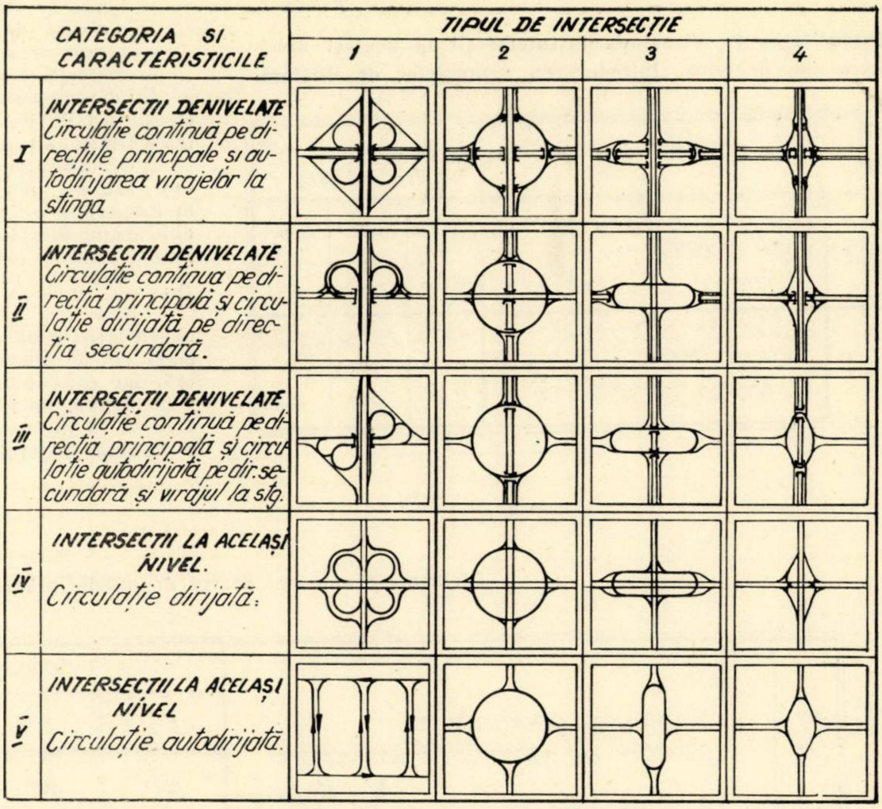
$$\Delta T = \Delta t_1 + A + \Delta t_2 + + \Delta t_3 + \Delta t_4 = A + \Sigma \Delta t_i$$

unde :

$$\Delta t_1 = \frac{v_1}{2W_d}\,;\quad \Delta t_2 = \frac{v_2\,(2\,v_1 - v_2)}{2\,v_1 \cdot W_a}\,;$$

$$\Delta t_3 = \frac{(v_1 - v_2)\,(D - L)}{v_1 \cdot v_2}$$

$$\Delta t_4 = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2v_1 \cdot W_a}$$


TIPUL DE INTERSECȚIE
1
2
3
4

	CATEGORIA SI CARACTERISTICILE
I	INTERSECTII DENIVELATE Circulație continuă pe direcțiile principale și autodirijarea virajelor la stinga
II	INTERSECTII DENIVELATE Circulație continua pe direcția principală și circulație dirijată pe direcția secundară.
III	INTERSECTII DENIVELATE Circulație continuă pe direcția principală și circulație autodirijată pe dir. secundară și virajul la stg.
IV	INTERSECTII LA ACELAȘI NIVEL. Circulație dirijată.
V	INTERSECTII LA ACELAȘI NIVEL Circulație autodirijată.

Fig. 7. Amenajări de ntersecţii (scheme)

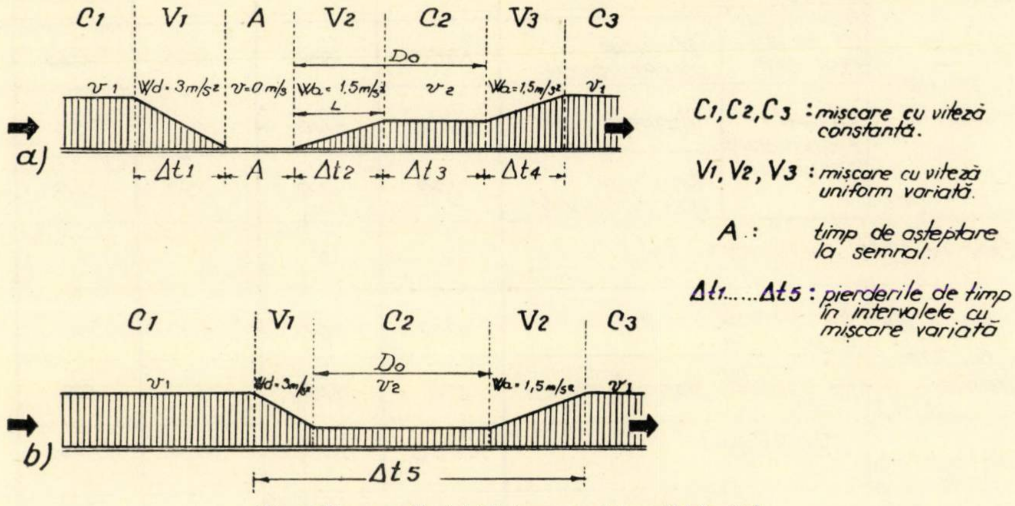

C1
V1
A
V2
C2
V3
C3
Do
v1
Wd = 3m/s²
v=0 m/s
Wa = 1,5m/s²
L
v2
Wa=1,5m/s²
v1
a)
Δt1
A
Δt2
Δt3
Δt4
C1,C2,C3 : mișcare cu viteză constantă.
V1, V2, V3 : mișcare cu viteză uniform variată.
A : timp de așteptare la semnal.
Δt1.....Δt5 : pierderile de timp în intervalele cu mișcare variată
C1
V1
C2
V2
C3
Do
v1
Wd = 3m/s²
v2
Wa = 1,5m/s²
v1
b)
Δt5

Fig. 8. Mişcarea vehiculului în traversarea intersecţiei de nivel
a Vechicule reţinute la semnal; b) vehicule nereţinute

— *Cazul „b''*. Pierderea de timp Δt_5 pentru un vehicul nereţinut la semnal este :

$$\Delta t_5 = \frac{v_1 - v_2}{v_1} \cdot \left(\frac{v_1 - v_2}{2} \cdot \frac{W_a + W_d}{W_a \cdot W_d} + \frac{D_0}{v_2}\right)$$

unde :

Δt_1 sînt pierderile de timp pentru vehicul (*s*) ;
v_1 — viteza curentă (*m/s*) ;
v_2 — viteza obligată în traversarea intersecţiei (*m/s*) ;
W_a — acceleraţia (medie 1,5 m/s^2) ;
W_d — deceleraţia (medie 3,0 m/s^2) ;
D_0 — distanţa între liniile de oprire (*m*) ;
D — distanţa (*m*) de la vehiculul oprit pînă la ieşirea din intersecţie ; $D = D_0 + (n - 1)\,l$;
n — numărul de ordine al sosirii vehiculelor în intervalul de oprire ;
l — lungimea vehiculului oprit plus spaţiul de siguranţă (în medie 9 m) ;
L — distanţa (*m*) parcursă în sectorul de accelerare $L = \dfrac{v^2}{2W_a}$; A = timpul de aşteptare la stop(*s*).

La amenajarea intersecţiilor sînt necesare o serie de elemente constructive şi de lucrări menite să asigure scurgerea debitelor de circulaţie, cum sînt :

— racordări în plan şi pe verticală ;

— asigurarea vizibilităţii ;

— căi de accelerare şi de decelerare (permit modificarea treptată a vitezelor la trecerea de pe o arteră pe alta fără stînjenirea circulaţiei curente) ;

— insule de canalizare a circulaţiei, insule separatoare de sens şi refugii pentru pietoni ;

Tabela 7

Intensităţile de circulaţie în intersecţii la acelaşi nivel care fac necesară introducerea semnalelor de dirijare

	Felul străzilor concurente	Fluxurile considerate (vehicule/oră)		
1	– Strada principală cu 2 benzi	400	500	650
	– Strada secundară	250	200	100
2	– Strada principală cu 4 benzi	1000	1500	2000
	– Strada secundară	100	50	25

— benzi de stocare a circulaţiei;
— sectoare de triere a circulaţiei;
— rampe de acces şi bucle de racordări;
— marcaje şi semnalizări etc.

În diagramele din figura 9 se exprimă capacitatea de circulaţie la intersecţiile la acelaşi nivel, în funcţie de intensitatea traficului şi ponderea fluxurilor care ocolesc spre stînga.

Intersecţiile giratorii permit circulaţia continuă în sens unic, elimină punctele de conflict frontale şi concentrează în intersecţie sectoarele de triere a circulaţiei. Ele necesită dimensiuni în plan foarte mari, respectiv diametrul (D) al insulei centrale circulare (care se poate calcula cu formula $D = \frac{NL}{3,14}$ unde N este numărul arterelor, iar L este lungimea între două accese succesive) este de 50÷100 m. La acest tip de intersecţie viteza este limitată la 30—40 km/oră, iar capacitatea de circulaţie nu trece de circa 3 000 vehicule/oră. La intensităţi mari de trafic se reglementează accesul în intersecţie prin semnalizare luminoasă. Lăţimea carosabilă în jurul insulei giraţiei se ia de regulă de circa

Tabela 8

Elemente geometrice pentru drumurile urbane

Nr. crt.	Elemente geometrice în funcţie de viteza de proiectare			Categoria străzilor				
				I	II	III	IV	V
			V (Km/oră) =	100	80	60	40	30
1	RAZELE CURBELOR TRASEULUI (m)	Profil transversal ca în aliniament	Minime	2000	1300	750	350	200
			Minime excepţionale	1300	850	500	200	150
		Profil transversal convertit	Minime	900	600	350	150	100
			Minime excepţionale	700	450	250	120	70
2	Declivităţi maxime (%)			4	5	6	7 *	10
3	Distanţe de vizibilitate minime (m)	În curbă, în plan orizontal		280	200	150	100	80
		În profil longitudinal		150	110	75	50	40
4	Raze minime de racordare a declivităţilor (m)	Convexe		10000	5000	3000	1500	1000
		Concave		5000	3000	2000	1000	500
5	Distanţe minime între intersecţii (m)			800	400	300	200	sub 100
6	Lăţimea unei benzi de circulaţie ptr. străzi cu mai mult de două benzi (m)			3,75	3,50	3,50	3,25	3,00
7	Numărul minim al benzilor de circulaţie			6	4	4	2	1
8	Raza minimă la borduri, la racordarea cu accese laterale			30	25	20	15	10
9	Intersecţii			Denivelată	Denivelată sau la acelaşi nivel cu circulaţia dirijată	Acelaşi nivel cu circulaţia dirijată		Acelaşi nivel – liberă
10	Capacitate de circulaţie (autovehicule unitate/oră)			Conform tabelului Nr. 6				

* Pentru transport în comun max. 6% pe sectoare scurte

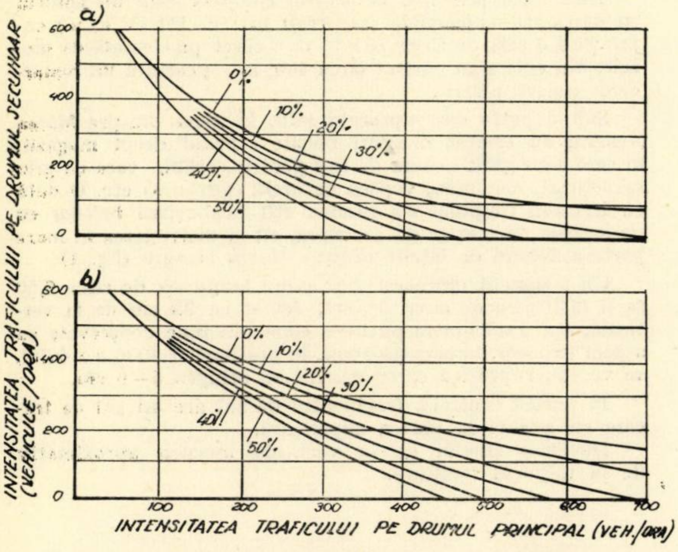


Fig. 9. **Capacitatea de circulaţie în intersecţii la acelaşi nivel**

a – Intersecţie simplă cu 0–50% viraje la stînga pe ambele drumuri;
b – intersecţie canalizată cu 0–50% viraje la stînga pe ambele drumuri

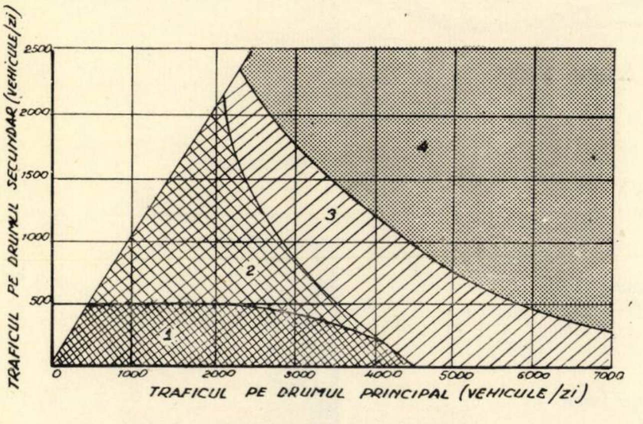


Fig. 10. **Domenii de aplicare a intersecţiilor**

1 – Intersecţie simplă; 2 – insule de dirijare pe drumurile secundare, marcarea părţii carosabile pe drumul principal; 3 – insule de dirijare pe drumurile principale şi secundare, marcarea părţii carosabile, benzi de trecere rapidă; 4 – intersecţii denivelate

1/4 din suma lăţimilor carosabile ale străzilor ce converg, însă nu mai mare de 18 m.

Intersecţiile la nivele diferite, între arterele foarte circulate, asigură eliminarea punctelor de conflict, viteze de circulaţie ridicate şi devin rentabile la intensităţi de trafic mai mari de 700–800 vehicule pe oră şi sens pentru fiecare arteră.

În graficul din figura 10 se evidenţiază domeniul de aplicare a intersecţiilor denivelate şi a intersecţiilor la acelaşi nivel, în funcţie de intensitatea traficului. Pasajele denivelate pentru circulaţia pietonilor se impun la intensităţi de trafic de peste 400 veh./oră şi bandă.

Studiile relativ recente abordează calculul intersecţiilor cu circulaţia dirijată pe baza aplicării teoriei probabilităţilor, rezultatele fiind comparabile cu cele obţinute prin metodele statisticii matematice.

Din multitudinea problemelor puse de circulaţia urbană la proiectarea străzilor s-au analizat succint numai problemele cele mai frecvente, rezultatele finale fiind sintetizate în tabela 8. Este foarte necesar ca acest domeniu complex de activitate tehnică şi urbanistică să fie reglementat prin acte normative şi STAS-uri corespunzătoare.

Rezolvarea corespunzătoare a problemelor de sistematizare a reţelei stradale şi de executare a acesteia necesită cunoaşterea detaliată a caracteristicilor traficului urban şi implică o colaborare strînsă între urbanişti şi inginerii de specialitate.

Bibliografie

[1] Körte W.: *Strasser Verkehrsplanung*. Berlin, 1960.
[2] Mătăsaru Tr, Craus I şi Dorobanţu St.: *Drumuri*. Bucureşti, Ed. tehnică, 1966.
[3] Coquand R.: *Routes* Editions Eyrolles 1962.
[4] Craus I. şi Guţu V: *Studiul şi proiectarea drumurilor*. Partea II, Bucureşti Editura didactică şi pedagogică. 1965.
[5] Guţu V. *Circulaţia factor important al soluţiei de sistematizare*. Revista Arhitectura R. P. R. nr. 2/1962.
[6] Guţu V. *Studiul circulaţiei rutiere pentru oraşul Braşov*. Revista Transporturilor 4/1965.
[7] Guţu V. *Drumuri şi sistematizare verticală în noul ansamblu de odihnă de la Mamaia*. Buletinul INCERC–ISCAS 1/1961
[8] Mărgărit N. şi Fulicea V.: *Oraşul şi circulaţia urbană*. Bucureşti Editura tehnică 1964
[9] Laurian, R. *Urbanismul* Bucureşti, Editura tehnică, 1965.
[10] Leibbrand K. *Verkehrund Stadtebau*. Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart 1964
[11] Stramentov A. E. Merkulov E. A. *Gorodschie uliţi i doroghi*. Moscova, 1965
[12] Cerepanov V. A. *Transport v gradostroitelstve*. Moscova, 1964
[13] x x x SNIP–K–3–62 – *Stroitelnîie Normi i Pravila*, Moscova, 1963.
[14] Lobanov E. M. *Propuscania sposobnosti perescenii v odnom urovne*. Avtomobilnie doroghi 12/1965.
[15] x x x *Manuale dell'ingegnere civile*. Edizioni Cremonese Roma, 1960.
[16] x x x *Studii de circulaţie rutieră elaborate de ISCAS în cadrul schiţelor de sistemtizare pentru oraşele Braşov, Făgăraş, Mediaş*, 1963–1966.
[17] Vlad A. *Drumuri urbane*. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1960.

Consolidarea unor ziduri de interes istoric

Ing. T. Barbu
Direcţia monumentelor istorice

În practica restaurării monumentelor istorice intervin uneori probleme de consolidări, a căror rezolvare este dictată de condiţii specifice, deosebite de cele întîlnite la construcţiile obişnuite. Supuse influenţei unor fenomene a căror acţiune distructivă s-a produs de-a lungul secolelor (tasări inegale, cutremure, cedări prin împingeri de bolţi, îmbătrînirea materialelor, transformări executate în mod neştiinţific etc.), multe dintre construcţiile existente cu caracter istoric prezintă zone cu elemente foarte deteriorate, a căror restaurare este condiţionată de o prealabilă consolidare.

De multe ori, importanţa şi valoarea arhitectural – istorică a unor vestigii, precum şi cerinţele de expunere muzeistică a monumentului restaurat exclud atît păstrarea elementelor periclitate în condiţiile executării unor sprijiniri cu caracter definitiv, cît şi adoptarea soluţiei radicale de demolare şi refacere, care nu mai poate reda autenticitatea elementelor originale.

Sub acest aspect, în cele ce urmează se prezintă cîteva soluţii de consolidare, aplicate recent de autor în cadrul Direcţiei monumentelor istorice la restaurarea unor ziduri vechi, de interes istoric.

Pentru cunoaşterea locurilor în care s-au executat lucrările respective, fiecare exemplu este însoţit de o descriere succintă a ansamblului istoric înconjurător.

I. ZID REDRESAT PRIN TRAGERE CU CABLURI

În anul 1959, cu ocazia săpăturilor de fundaţii ale unuia dintre blocurile de locuinţe ce se construiau în Piaţa Ovidiu din Constanţa (aproape de clădirea Sfatului Popular), s-au descoperit urmele unor construcții antice, despre a căror existență nu se cunoștea încă nimic. Săpăturile arheologice, care au durat trei ani, au scos la lumină vestigiile unui complex roman a cărui valoare îl situează printre monumentele istorice de importanță europeană.

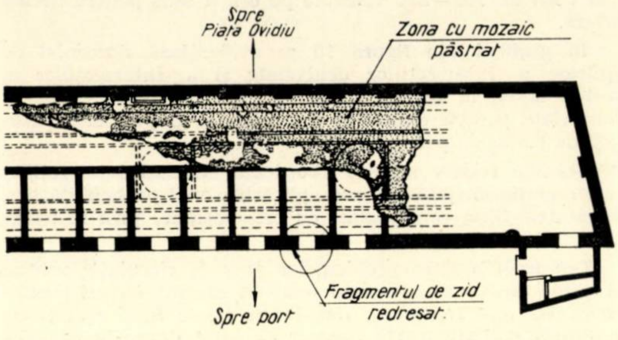

Spre Piața Ovidiu
Zona cu mozaic păstrat
Spre port
Fragmentul de zid redresat

Fig. 1. Constanța: Planul pardoselii cu mozaic și al încăperilor cu bolți prăbușite

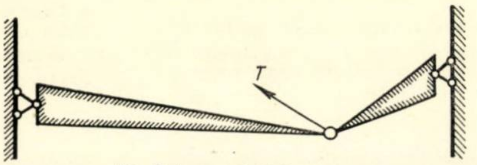
Elementul principal al acestui complex este un edificiu cu destinație comercială (construit în sec. III-IV e. n.) cuprinzînd o sală de circa 70×18 m a cărei pardoseală de mozaic, din care s-au păstrat circa 400 m², prezintă un remarcabil aspect plastic.

Sub o parte din suprafața sălii, în zona dinspre Marea Neagră, au existat încăperi boltite servind drept magazii, în care s-au găsit ancore de fier pentru corăbii, vase cu grîu carbonizat, colofoniu, vopsea naturală (purpură) etc. O dată cu trecerea timpului s-a produs atît prăbușirea bolților cu pardoseala de mozaic de deasupra, cît și distrugerea în mare parte a zidului de fațadă dinspre Marea Neagră (fig. 1)

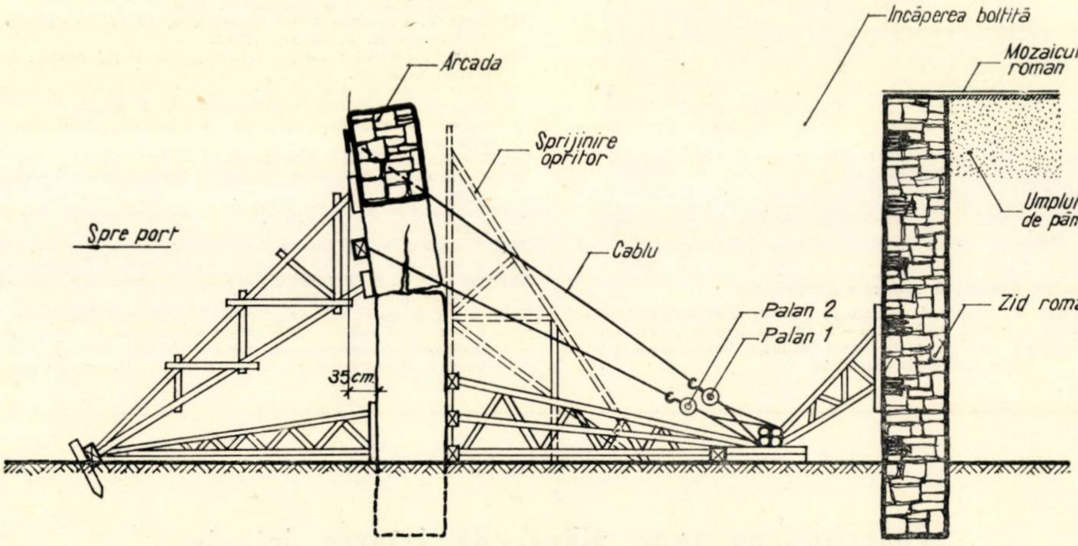
Un fragment din acest zid, avînd lungimea de circa 6,50 m și înălțimea de circa 5,50 m, deviat cu 35 cm de la verticală, era unul dintre puținele elemente bine conservate ca aspect exterior, în această zonă. În grosimea 1,40 m a zidului, se vedeau rupturi a căror deschidere atingea 5—6 cm.

În partea centrală, fragmentul de zid are un gol de trecere cu arcadă la partea superioară.

Devierea zidului de la verticală începea aproximativ de la mijlocul înălțimii.



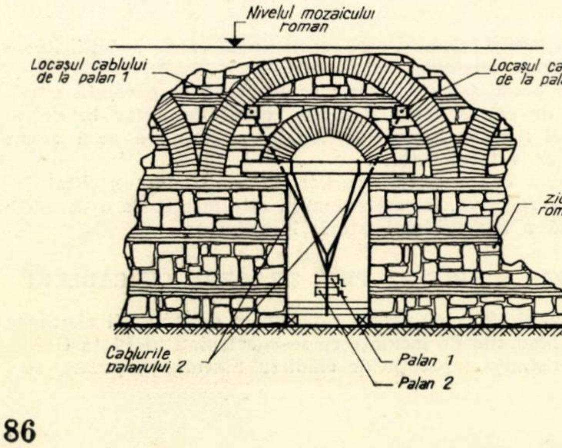
b) Schema statică


Arcada
Sprijinire opritor
Spre port
Cablu
Palan 2
Palan 1
35cm
Încăperea boltită
Mozaicul roman
Umplutură de pămînt
Zid roman

a) Schema constructivă

Fig. 2. Constanța: Eșafodajul de redresare

Fig. 3. Vedere dinspre port, în timpul restaurării înainte de demontarea palanelor


Nivelul mozaicului roman
Locașul cablului de la palan 1
Locașul cablului de la palan 1
zid roman
Cablurile palanului 2
Palan 1
Palan 2

Tema proiectului de restaurare prevedea păstrarea cu orice preț a acestui martor autentic, care urma să se încadreze în zidăria reconstruită a fațadei monumentului dinspre Marea Neagră.

Soluția adoptată a fost redresarea zidului prin tragere cu cabluri și apoi consolidarea lui, lucrările executîndu-se în vara anului 1965.

Ca utilaj de tragere s-au folosit două palane, avînd fiecare capacitatea de 10 *t* și acționînd cîte două cabluri (fig. 2. a.).

S-a folosit avantajul oferit de existența golului din zid, trecîndu-se două cabluri pe sub arcada respectivă, astfel că nu au fost necesare decît două străpungeri în grosimea zidăriei, pentru celelalte două cabluri (fig. 3).

Cablurile trecute pe sub arcadă au fost descărcate la zid prin intermediul unui buiandrug metalic orizontal, iar pentru cablurile trecute prin grosimea zidăriei s-au executat cuzineţi verticali de repartiţie, din beton armat.

Prin intercalarea a două straturi de carton asfaltat între cuzineţii de beton armat şi zidăria veche s-a realizat atît protecţia acesteia, cît şi o demontare mai uşoară a cuzineţilor.

Problema preluării tensiunilor din cabluri în timpul redresării a fost rezolvată fără a se recurge la ancorarea punctului de tragere în pămînt (fig. 2 b.).

Redresarea s-a executat în etape, urmărindu-se de fiecare dată o reducere a devierii de la verticală cu circa 2 cm.

După fiecare etapă de redresare s-au făcut pauze, în care s-au urmărit gradul de închidere a fisurilor, reîmpănarea sprijinirilor din partea opusă tragerii etc.

Pentru protecţia personalului care a lucrat la punctul de acţionare a palanelor s-a executat un grilaj provizoriu din lemn.

O dată terminată redresarea, s-a trecut la consolidarea zidului, prin mijloace curente, (injectări cu mortar de ciment sub presiune, tiranţi introduşi în golurile prin care au trecut cablurile de tragere, plombări în zonele degradate etc.).

II. ZID REDRESAT PRIN IMPINGERE CU CRICURI

O altă redresare s-a executat tot în vara anului 1965, la cetatea feudală din centrul oraşului Tg. Mureş (fig. 4), pe latura vest, unde a fost readus la verticală prin împingere cu cricuri *) un zid de apărare avînd 5 m înălţime şi 0,90 m grosime.

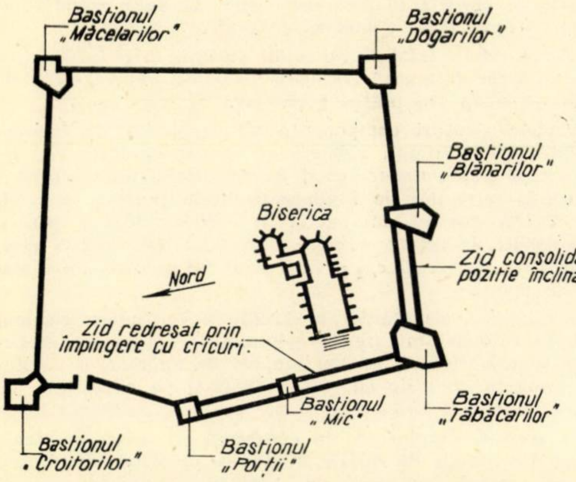


Fig. 4. Tg. Mureş: Planul cetăţii feudale

În plan, devierea zidului urmărea un traseu curbiliniu cu săgeata maximă de 18 cm.

Zidul, în lungime de 30 m, a fost descoperit în urma cercetărilor arheologice care au precedat restaurarea, stabilindu-se că datează din sec. XVII.

Înclinarea a fost produsă prin fenomenul de împingere a umpluturii de pămînt, care s-a depozitat la un moment dat în spatele acestui zid, pînă la partea lui superioară, pe o înălţime de circa 5,0 m.

O parte din zidăria de la bază era măcinată, ceea ce a redus din capacitatea portantă a celor mai solicitate secţiuni, favorizînd producerea devierii (fig. 5).

Lungimea zidului, starea neomogenă de conservare a zidăriei, precum şi forma curbă în plan a deformatei, au fost considerentele ce au condus la adoptarea acestei soluţii de redresare.

Pentru a se evita producerea de rupturi în zidăria destul de fragilă sau fenomene de pierdere a stabilităţii generale în timpul execuţiei, zidul a fost separat în tronsoane de 4,50 m lungime prin şliţuri de 35 cm grosime, plasate la mijlocul distanţei dintre golurile meterezelor. (fig. 6).

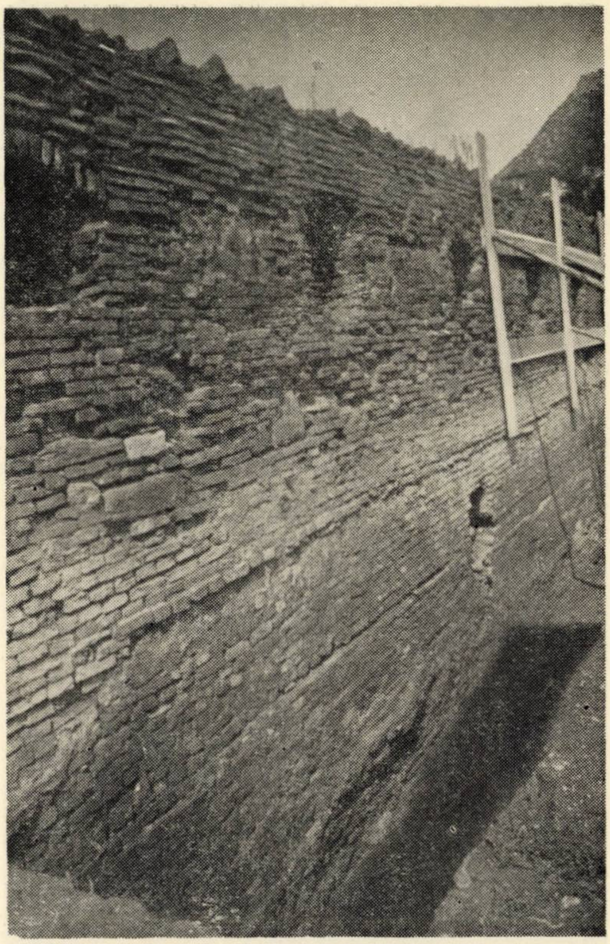


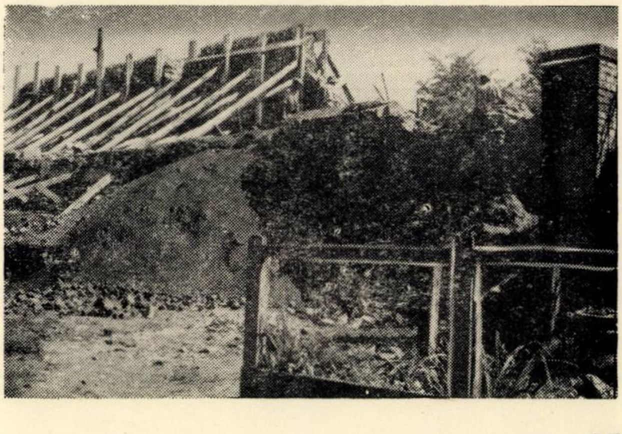
Fig. 5. Tg. Mureş: Vedere din interiorul cetăţii a zidului de apărare deviat (latura vest) înainte de redresare

S-au folosit două cricuri de 5 t, mutîndu-se la fiecare tronson, după redresarea şi sprijinirea provizorie a celui precedent.

După aducerea la verticală a tuturor tronsoanelor, s-a procedat la monolitizarea lor, printr-o reţea compusă din stîlpi de beton armat introduşi în şliţurile dintre tronsoane şi centuri de legătură, săpate în grosimea zidului, totul fiind mascat cu zidărie de epocă, aplicată sub formă de placaj (fig. 7).

Stîlpii de beton armat, prelungiţi pînă la nivelul de fundare, au fost prevăzuţi pe înălţimea fundaţiei cu cîte două console în care se reazemă două grinzi jug, avînd rolul de a mări stabilitatea elementului consolidat.

Fig. 6. Tg. Mureş: Zidul de apărare (latura vest) în timpul redresării



---

*) Execuţia lucrării a fost condusă de arh. Nicolae Voiculescu

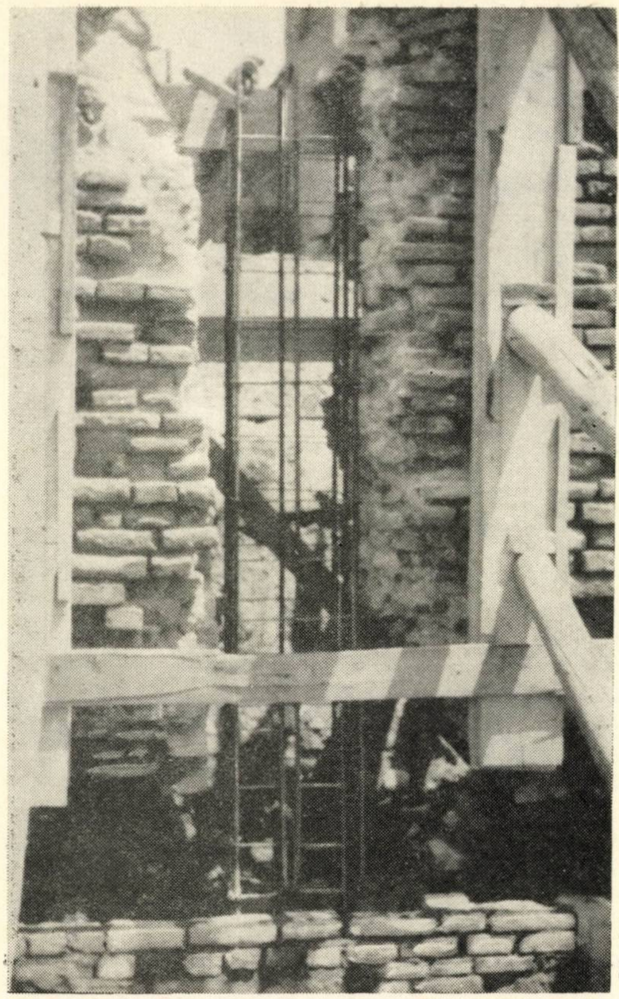
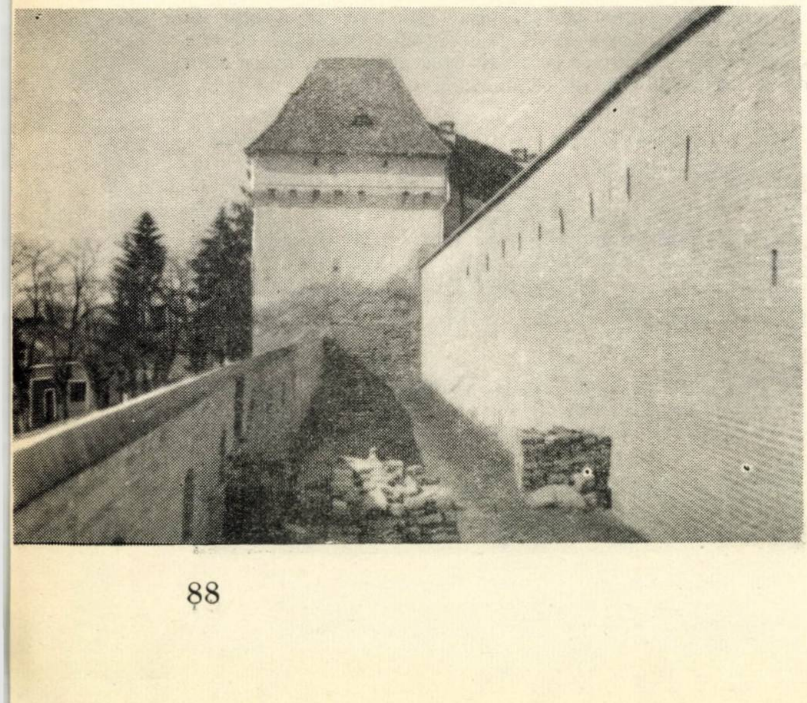


Fig. 7. Tg. Mureş: Aspect din timpul consolidării zidului redresat

Fig. 8. Tg. Mureş: Zidul redresat după terminarea lucrării (Vedere din exteriorul cetăţii)



III. ZID CONSOLIDAT ŞI PĂSTRAT IN POZIŢIA INCLINATĂ

Tot la cetatea din Tg. Mureş, zidul de apărare de pe latura sud — zona cuprinsă între două turnuri fortificate, purtînd denumirea de „bastionul tăbăcarilor'' şi „bastionul blănarilor'' — a fost de asemenea deviat în urma umplerii cu pămînt pînă la partea superioară (fig. 9 a).

La întocmirea releveului pentru faza de anteproiect, s-a constatat că zidul, pe o lungime de circa 35 m, avea înălţimea medie de 7 m (faţă de nivelul trotuarului străzii din exteriorul cetăţii) şi era deplasat cu 15 cm la partea superioară. Devierea zidului începea de la mijlocul înălţimii, jumătatea inferioară fiind verticală.

Spre interiorul cetăţii umplutura de pămînt ajungea pînă la coama zidului, care la această cotă are grosimea de 0,80 m.

Din calculele făcute în această situaţie, cu adoptarea unor valori acoperitoare pentru unghiul de frecare internă şi coeziunea umpluturii, rezulta un coeficient de siguranţă subunitar pentru stabilitatea zidului, ceea ce indica pericolul de răsturnare.

De aceea, la faza de anteproiect a restaurării, s-a preconizat executarea unui zid de sprijin din beton armat care, aşezat în spatele celui istoric, urma să preia împingerea pămîntului şi în acelaşi timp să constituie un element de ancorare pentru zidăria veche.

Din cercetările arheologice şi studiul geotehnic (elaborat de către D.S.A.P.C. Mureş), care au precedat restaurarea, a reieşit că zidul de apărare, datînd din anii 1620—1640, nu a avut iniţial umplutura de pămînt în spate.

S-a stabilit de asemenea că zidul a avut la început o înălţime cu circa 2 m mai mare decît la data cercetărilor, partea în lipsă fiind demolată de mult.

Zidul este fundat la adîncimi variind între 0,70 şi 0,90 m pe un strat de marnă argiloasă nisipoasă vînătă, cu intercalaţii de nisip fin prăfos gresificat.

Ambele straturi componente ale terenului de fundare prezintă o consistenţă ridicată şi compresibilitate redusă, din care se poate deduce că devierea zidului nu s-a produs din cauza terenului de fundare (indicele porilor: $n = 34,6\% - 43,1\%$ pentru marnă şi $n = 26\% - 33,8\%$ pentru intercalaţiile de nisip; compresibilitatea: $ep_2 = 29,5$ mm/cm pentru marnă şi $ep_2 = 37,5$ mm/cm pentru intercalaţiile de nisip).

Într-adevăr, cercetările au stabilit în continuare că, mai tîrziu, în a doua jumătate a secolului al XVII-lea, s-a executat în spatele zidului, pentru scopuri de apărare, o umplutură generală de nisip cu pietriş (balast) pe o înălţime de circa 4,35 m.

Pe această umplutură s-a construit un drum de straje format din arcade de zidărie, rezemate pe stîlpi din acelaşi material, avînd secţiunea de 1,00 m × 1,35 m, aşezaţi la distanţă de 3,70 m interax.

Stîlpii, fundaţi 1,20 m în umplutura de balast, au fost construiţi tangenţi la zidul iniţial, deci fără legături, în timp ce arcadele s-au încastrat în acesta (fig. 9. a).

În sec. XVIII, totul s-a umplut cu pămînt, pînă la partea superioară a zidului, a cărui înălţime redusă cu 2 m prin demolare, a permis o creştere a umpluturii cu încă 3 m peste cea anterioară de balast.

Mai tîrziu, spre finele sec. XIX, cînd cetatea era părăsită, pe această umplutură de pămînt s-au construit şi au funcţionat sere de legume.

Rezultatul final al acestei suite de transformări, executate în mod neştiinţific, a fost defavorabil construcţiei, producîndu-se:

a) tasarea stîlpilor drumului de straje fundaţi pe umplutura de balast şi desprinderea lor de arcadele încastrate în zidul de apărare, ceea ce în mod inevitabil a antrenat o serie de rupturi şi fisuri în zidăria acestor arcade, rămase parţial în consolă;

b) deplasarea orizontală a zidului de apărare cu 15 cm la partea superioară, respectiv producerea unui rost de circa 8 cm între stîlpii drumului de straje şi zidul deviat. Faţă de această nouă situaţie tema de restaurare cerea abandonarea soluţiei iniţiale cu zid de sprijin din beton armat, păstrarea drumului de straje (stîlpi şi arcade) şi implicit umplutura de balast cu menţiunea ca elementele de consolidare să fie cît mai puţin vizibile, pentru a nu influenţa arhitectura monumentului.

Soluţia de consolidare a constat în legarea stîlpilor drumului de straje cu zidul mai vechi de apărare la două niveluri.

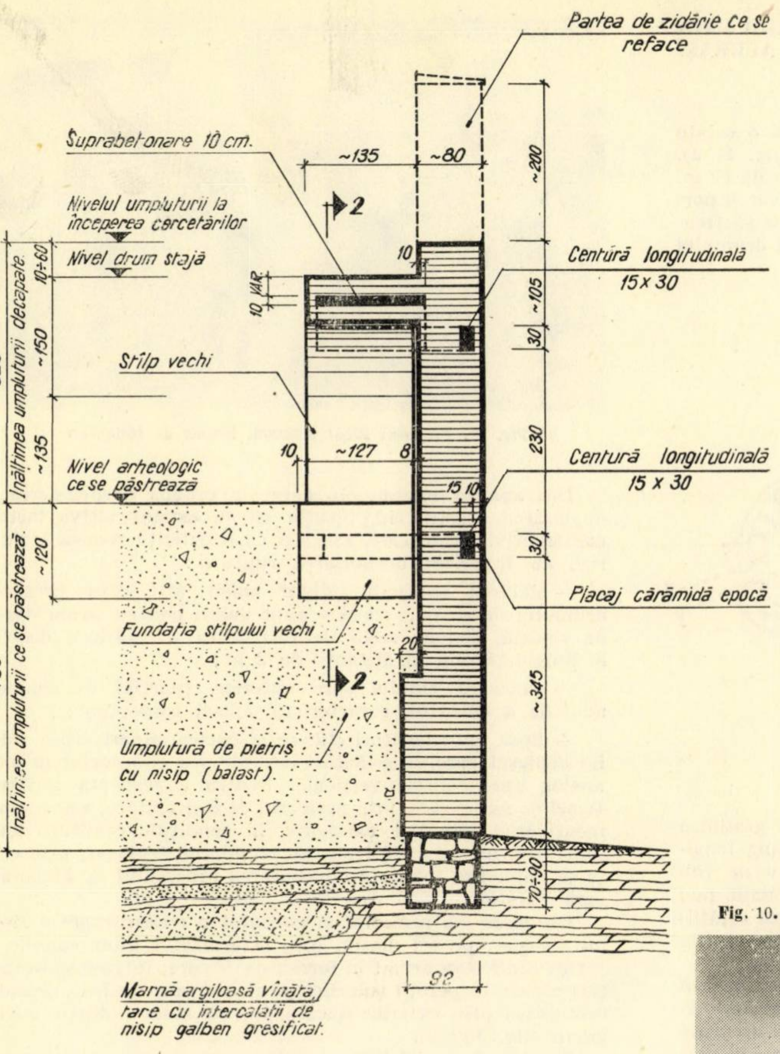
Legăturile de la primul nivel sînt alcătuite din cîte o grindă de beton armat, avînd în plan forma de *u*, înscrisă în zidăria fundaţiei fiecărui stîlp şi ancorată într-o centură exterioară plasată în zidul vechi (fig. 9 b).

A doua serie de legături s-a realizat prin suprabetonarea arcadelor şi ancorarea acestei suprabetonări (la naşteri în axul stîlpilor), într-o centură exterioară similară cu cea de la nivelul fundaţiilor stîlpilor. (fig. 10).

S-a obţinut astfel un ansamblu cu stabilitatea mărită, atît prin eliminarea umpluturii de la partea lui superioară, cît şi prin formarea unei noi forţe rezultante, situată mai departe de acelaşi punct de răsturnare.

Ţinînd seama de cei aproape 300 de ani vechime ai saltelei de balast, precum şi de faptul că zidul de apărare nu a fost deviat pe înălţimea corespunzătoare acestei umpluturi, procesul de tasare a stîlpilor s-a putut considera terminat.

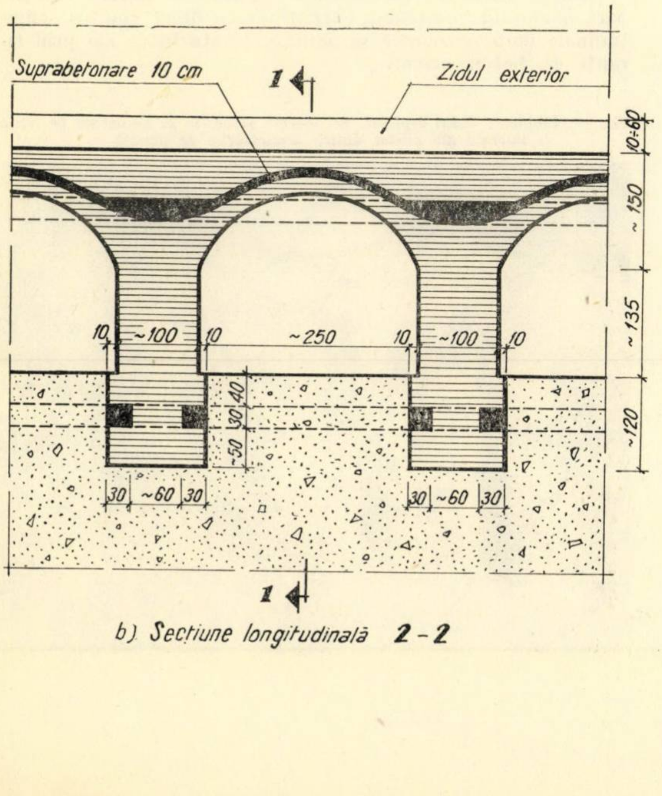
De aceea, s-a renunţat la subzidirea lor, operaţie care în afară de servituţile unei complicări a execuţiei, ar fi alterat o stare de consolidare formată pe cale naturală, la care a contribuit şi presiunea stratului de pămînt în grosime de 3 m, suprapus cu 200 de ani în urmă. Lucrarea s-a executat în vara anului 1964.


Partea de zidărie ce se reface
Suprabetonare 10 cm.
Nivelul umpluturii la începerea cercetărilor
Nivel drum straja
Stîlp vechi
Nivel arheologic ce se păstrează
Fundaţia stîlpului vechi
Umplutură de pietriş cu nisip (balast).
Marnă argiloasă vînătă, tare cu intercalaţii de nisip galben gresificat.
Centură longitudinală 15×30
Centură longitudinală 15 x 30
Placaj cărămidă epocă
Înălţimea umpluturii decopate
Înălţimea umpluturii ce se păstrează
~325
~435
~135
~80
~200
~105
~127
~230
~345
~150
~135
~120
10÷60
70÷90
92
2
2

a) Secţiune transversală 1 - 1

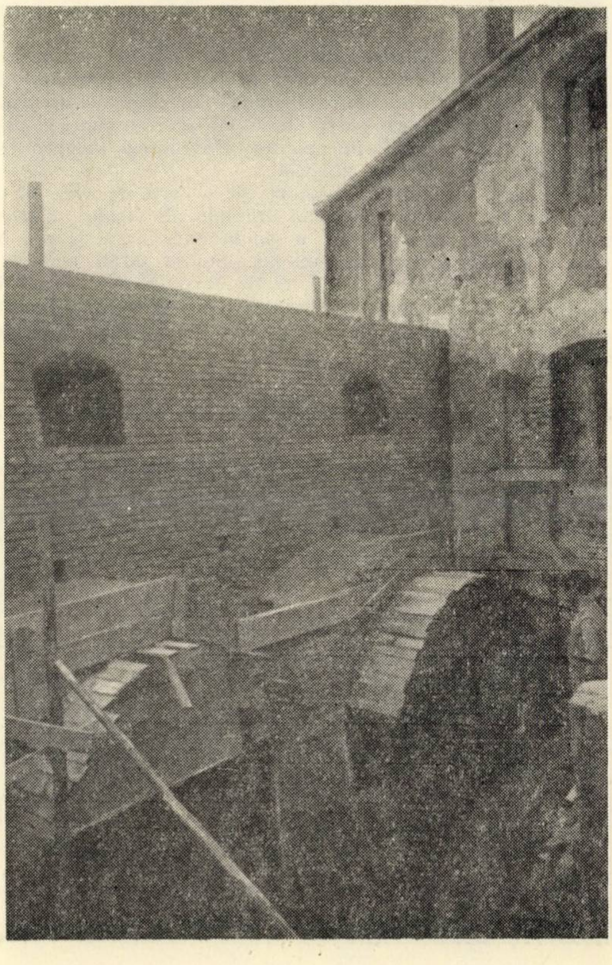
Fig. 9 a. Tg. Mureş : Consolidarea zidului de apărare pe latura Sud a cetăţii

Fig. 9 b. Tg. Mureş : Consolidarea zidului de apărare pe latura Sud a cetăţii


Suprabetonare 10 cm
Zidul exterior
1
1
10÷60
~150
~135
~120
10
~100
10
~250
10
~100
10
40
30
50
30
~60
30
30
~60
30

b) Secţiune longitudinală 2 - 2

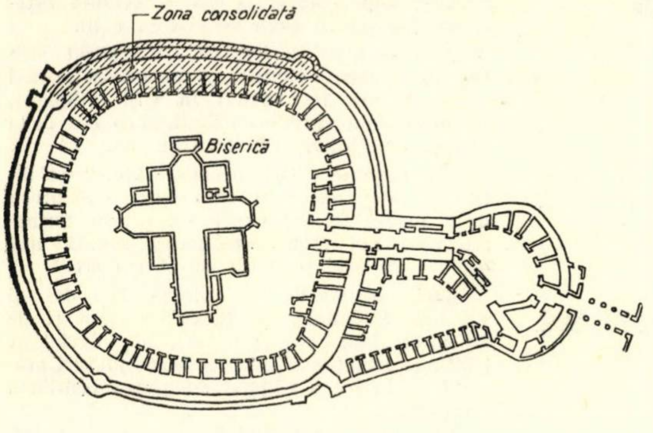
Fig. 10. Tg. Mureş : Latura Sud, vedere în timpul desfăşurării lucrărilor



IV. ZID RĂMAS VERTICAL IN URMA PRODUCERII UNEI DISLOCĂRI, CONSOLIDAT ŞI RESTAURAT IN ACEEAŞI POZIŢIE

În localitatea Prejmer, de lîngă Braşov, se află o cetate ţărănească de tip feudal, construită în sec. XV (fig. 11 a).

Zidul exterior de incintă al cetăţii are înălţimea de 12 m, este executat din bolovani de piatră cu mortar de var şi porneşte din fundaţie cu o grosime de circa 4 m, care se păstrează aproximativ constantă pînă la nivelul pardoselii drumului de straje. La partea de deasupra acestui nivel, în grosimea zidului — pe partea centrală — se formează un gang longitudinal care determină continuarea zidului masiv de sub drumul de straje sub forma a doi pereţi paraleli mult mai subţiri (1,20 m spre exterior şi 0,60 m spre interiorul cetăţii) plasaţi la circa 2 m distanţă şi practic nelegaţi între ei (fig 11. b).



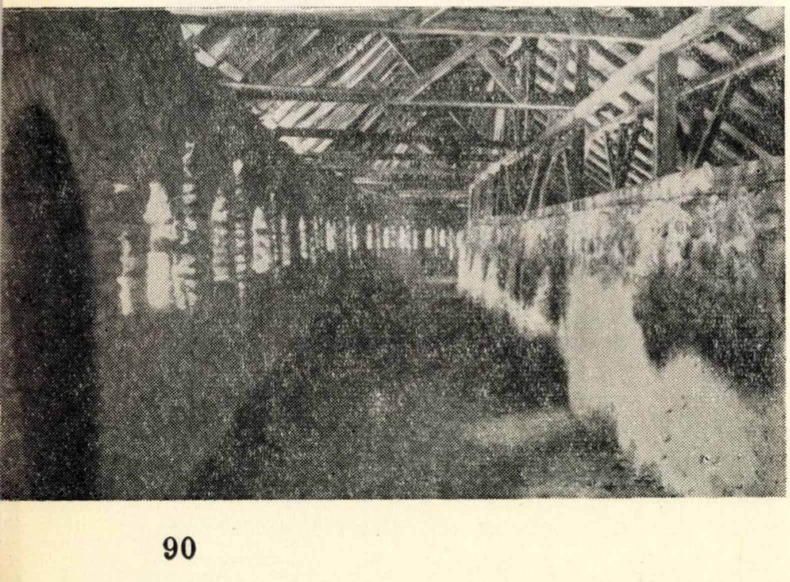
a) Planul cetăţii

Fig. 11. a. Prejmer: Cetate ţărănească feudală

O serie de încăperi etajate, dispuse pe tot perimetrul incintei şi orientate spre interiorul cetăţii — în care vechii apărători aveau locuinţele de campanie şi depozitele de alimente — sînt despărţite prin pereţi de 50—60 cm grosime, aşezaţi perpendicular pe zidul de apărare şi executaţi independent de acesta (fără ţeserea zidăriei).

În urma solicitărilor seismice, pe o zonă de circa 40 m lungime, s-a produs, la nivelul drumului de straje, un fenomen periculos de alunecare a zidului exterior, secţiunea de rupere urmărind un plan înclinat. Zidăria astfel deplasată spre exteriorul cetăţii a rămas verticală, suferind o translaţie de 12 cm. Zona dislocată prezenta şi o serie de fisuri verticale care o fragmentau în tronsoane de lungimi neegale. (Fig. 12; 13).

Fig. 11 b. Prejmer: Cetatea ţărănească feudală. Vedere în interiorul drumului de straje.



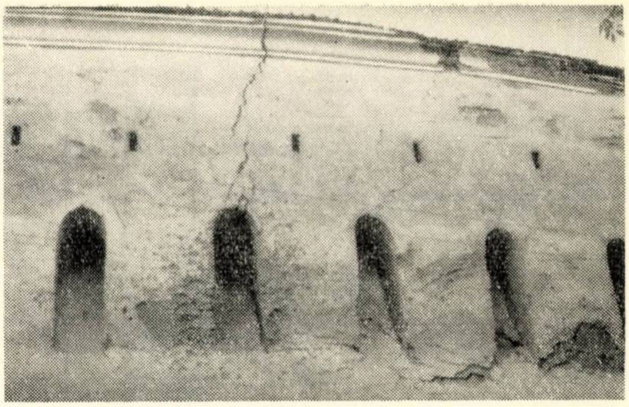


Fig. 12. Prejmer: Zidul deplasat, înainte de restaurare

Din analiza modului în care s-a produs desprinderea şi deplasarea acestui zid, rezultă că au existat cîţiva factori constructivi locali, care, asociaţi cu rezistenţa redusă a zidăriei, au favorizat declanşarea rupturii:

— slăbirea secţiunii zidului masiv atît prin prezenţa drumului de straje, cît şi a unor goluri pentru aruncătorile de smoală, sistem vechi de fortificare şi apărare, dispuse în lungul zidului la distanţe de 2 m;

— evazarea zidului spre exterior, (parţial în consolă) mod de a construi, caracteristic epocii respective;

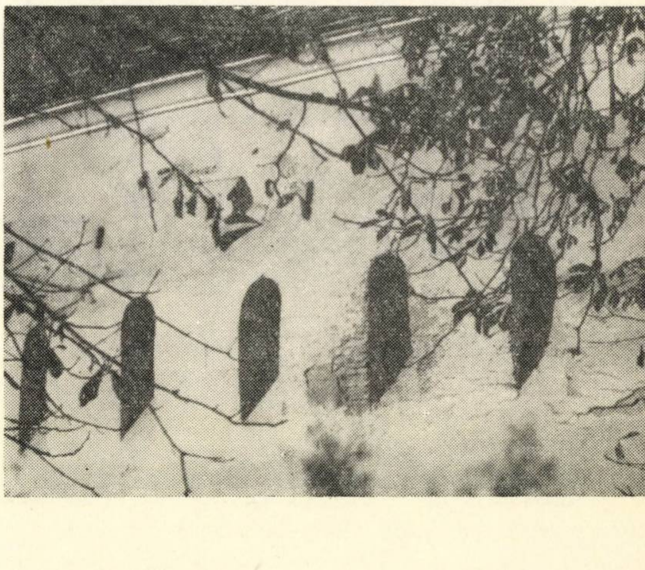
— lipsa unor legături eficace la partea superioară a zidului deplasat care, la solicitări laterale, s-a comportat în mod analog unei console verticale. Pentru a respecta cerinţele temei de restaurare, prin proiectul de consolidare, s-a urmărit menţinerea situaţiei existente, în condiţiile realizării unui sistem cît mai clar de rezemare a zidului deplasat, prin care să se împiedice totodată continuarea procesului de alunecare spre exterior.

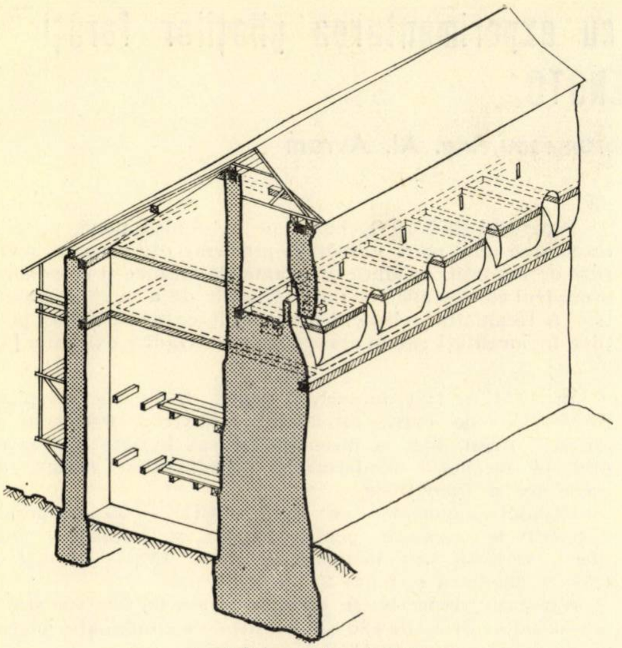
De aceea s-a proiectat şi executat o redescărcare a zidului dislocat, pe cel masiv, prin intermediul unor console — juguri din beton armat în formă de *U* care, introduse în şanţuri săpate în pereţii golurilor pentru aruncătorile de smoală, înconjoară prin exterior fiecare pilă de zidărie dintre aceste goluri (fig. 14;15).

Echilibrul consolelor de susţinere a zidului se realizează prin rezemarea lor pe zidăria nealterată, executîndu-se în acest scop tălpi înglobate în locaşuri special amenajate, precum şi prin ancorarea lor într-o centură longitudinală interioară, totul fiind executat pe sub pardoseala drumului de straje (fig. 14).

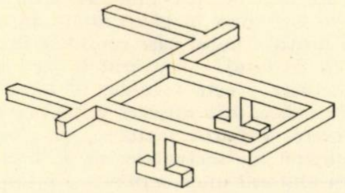
S-a prevăzut de asemenea o legătură la partea superioară a zidului consolidat, executîndu-se două centuri longitudinale (sub reazemele şarpantei), legate între ele prin tiranţi de beton armat.

Fig. 13. Prejmer: Zidul deplasat. Se observă planurile de alunecare pe feţele laterale ale pilelor dintre aruncătorile de smoală





a) Schema de principiu



b) Detaliu pentru elementul principal.

Fig. 14. Prejmer: Consolidarea zidului deplasat

Acest ansamblu de centuri și console a fost completat cu o rețea generală de alte centuri amplasate pe zidurile transversale și pe zidul longitudinal al construcțiilor interioare. În acest fel s-a obținut o monolitizare de ansamblu a construcției la care zidurile transversale și longitudinale lucrau separat în marea lor majoritate.

La elaborarea proiectului de consolidare s-a ținut seamă de următoarele condiții enunțate în tema de restaurare :

— nici unul din elementele de consolidare să nu fie vizibile în fațadă, respectîndu-se aspectul inițial al zidului (care a fost tencuit) ;

— la interior, atît centurile cît și tiranții de beton armat să se execute aparent, în mod intenționat, pentru punerea în evidență a sistemului de consolidare, precum și a modului de lucru al acestuia.

Ambele condiții au ușurat într-o oarecare măsură dificultatea execuției prin aceea că nu a fost necesară săparea unor șanțuri mai adînci în zidăriile deteriorate, pentru a cuprinde și grosimea placajelor ce ar fi trebuit să mascheze elementele de beton armat.

Lucrarea s-a realizat în anii 1960—1961 [2].

V. CONCLUZII

Din cercetările întreprinse cu ocazia restaurărilor de monumente istorice se desprind o serie de concluzii în ceea ce privește partea de consolidare.

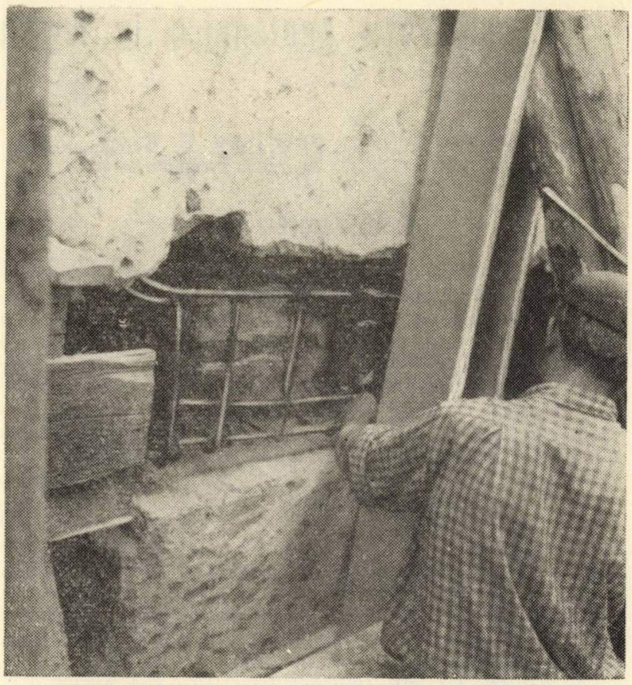


Fig. 15. Prejmer: Montarea armăturilor la consola-jug

1. Pe lîngă sarcinile care acționează în mod obișnuit asupra oricărei construcții, deseori concepția constructivă defectuoasă și mai ales transformările executate în mod neștiințific au o influență puternic defavorabilă asupra conservării clădirilor istorice.

2. În multe cazuri, straturi groase de tencuială, dînd un fals aspect de soliditate, ascund situații grave cu elemente degradate și fisurate, aflate în pragul prăbușirii.

De aceea orice lucrare de consolidare trebuie precedată de sondaje amănunțite prin decaparea tencuielilor, bine înțeles în limita strictă a necesităților, chiar dacă pentru elementul istoric de artă această operație comportă unele sacrificii.

3. În marea majoritate a cazurilor, procesul de tasare a terenului de fundare este epuizat și dacă au avut loc tasări inegale, consolidarea construcției trebuie să asigure o monolitizare a structurii prin introducerea legăturilor necesare acolo unde s-au produs rupturi.

Executarea subzidirilor trebuie prescrisă cu discernămînt, după o analiză atentă a tuturor parametrilor care intervin în lucrare.

4. Prin multiplele aspecte de degradare pe care le prezintă, deseori construcțiile istorice constituie modele interesante la scară naturală, în ceea ce privește modul de comportare la diverse solicitări, a căror acțiune combinată s-a desfășurat într-o perioadă mare de timp.

Bibliografie

[1] Ciganék M. *Anwendung moderner Bauverfahren bei historisch wertvollen Bauten*. Bauplanung-Bautechnik nr. 5 1961.

[2] Pavelescu C., Barbu T. : *Soluții constructive aplicate la restaurarea monumentelor istorice. Comunicare prezentată la sesiunea științifică a Direcției Monumentelor Istorice*, București, ianuarie, 1963.

[3]. Roth K., Friedrich L., *Polstergründungen*. Bauplanung-Bautechnik nr. 11 1963.

Considerații geotehnice în legătură cu experimentarea piloților forați de tip BENOTO

Prof. ing. E. Botea, ing. T. Abramescu, ing. Al. Avram
Laureat al Premiului de Stat

1. GENERALITĂȚI

După cel de al doilea război mondial, sistemul de forare BENOTO a fost folosit pentru rezolvarea problemelor de fundații. Pentru noile cheiuri ale portului Le Havre s-au prevăzut — și s-au realizat pentru prima dată — fundații pe piloți de tip BENOTO, de 30 m adîncime maximă, care au străbătut straturi de nisipuri, argile etc. și au fost încastrați în calcare semidure. S-au realizat în acest scop piloți cu diametrul cuprins între 1,0 și 1,5 m, însumînd peste 20 000 m lungime și suportînd încărcări de 350—800 tone/pilot.

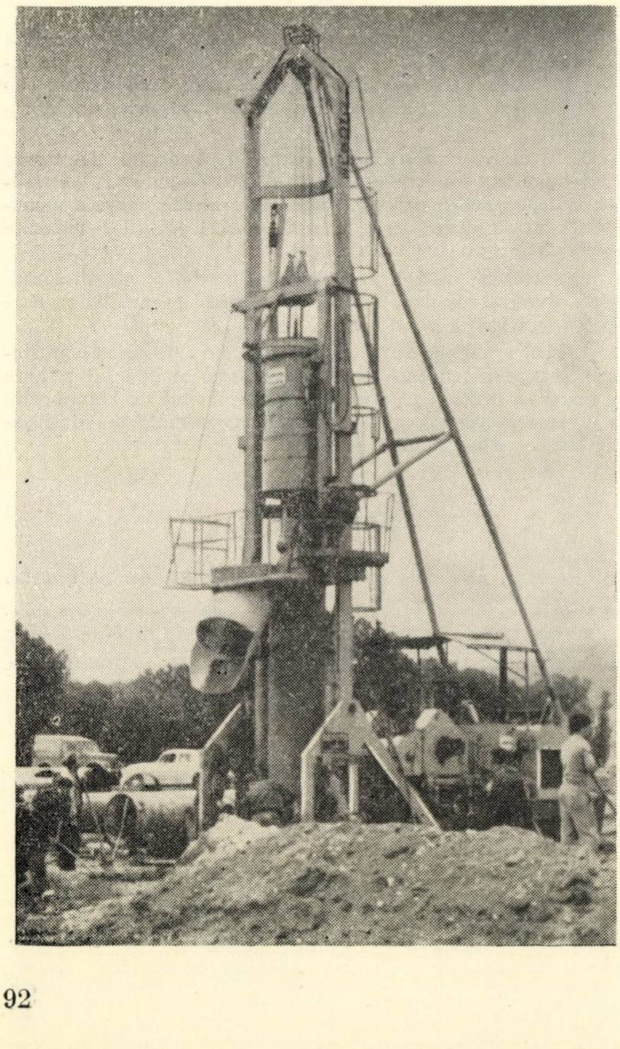
În continuare, procedeul BENOTO s-a extins foarte rapid pe alte numeroase șantiere din diferite țări ale lumii. Astfel, în Elveția, în anul 1960, s-au realizat peste 41 400 metri piloți BENOTO, iar în R. F. G. și Austria, pînă în 1962, s-au executat peste 30 000 metri piloți forați BENOTO.

Instalația BENOTO nu execută numai piloți pentru fundații; cu instalația respectivă s-au executat, cu succes, incinte din piloți forați secanți (diametrul piloților 0,88/0,75 m), dintre care se menționează:

— clădirea Uniunii Băncilor Elvețiene, din Zürich,
— clădirea Radiodifuziunii, din München,
— lucrări speciale la autostrada Hamburg etc.

Instalația BENOTO mai permite execuția rapidă și economică a puțurilor filtrante, a forajelor de mare diametru. Astfel pentru consolidarea rapidă a terenului de fundație al digurilor de la Göscheneralp, s-au efectuat drenuri verticale de 0,88 m diametru și aproape 40 m adîncime.

Fig. 1. Mașina de forat piloți BENOTO



Procedeul BENOTO, bazat pe o tehnică nouă, permite rezolvarea unui mare număr de probleme din sectorul lucrărilor de fundații. În afară de avantajele tehnice și economice, procedeul corespunde tendinței generale de a se evita zgomotele și trepidațiile, element însemnat în cazul executării piloților în localități sau în apropierea unor clădiri existente [1].

★

În 1964, a fost importată prima instalație completă BENOTO — de către Ministerul Industriei Petrolului și Chimiei. Acest fapt a însemnat un pas înainte în ceea ce privește începutul modernizării posibilităților noastre de executare a fundațiilor.

Utilajul importat — de tipul — EDF — 55 — cuprinde dispozitivele necesare pentru forarea și betonarea piloților — verticali sau înclinați cu max. 15° — de 0,88 ÷ 1,08 m diametru și max. 24 m adîncime.

Agregatul respectiv, în greutate totală de 24 tone și dotat cu motor Diesel de 180 CP, constituie o combinație modernă de utilaj pentru forat și betonat piloți.

Modul de acționare a instalației de forare tip BENOTO se deosebește față de alte procedee prin aceea că tubul de forare nu se introduce în găuri forate anterior, acesta constituind el însuși utilajul care contibuie la avansarea în adîncime. Tubul de foraj — prevăzut la partea sa inferioară cu o freză tăietoare — este introdus în teren cu ajutorul unor sisteme hidraulice, prin mișcări orizontale („stînga-dreapta") și prin presare. Tuburile metalice, cu grosimea peretelui de 4 cm și lungimi ale sectoarelor de 2, 4 sau 6 m, se îmbină între ele cu ajutorul unor șuruburi și piulițe speciale. Pentru înfigerea tubului de foraj în teren se folosește chiar contragreutatea instalației.

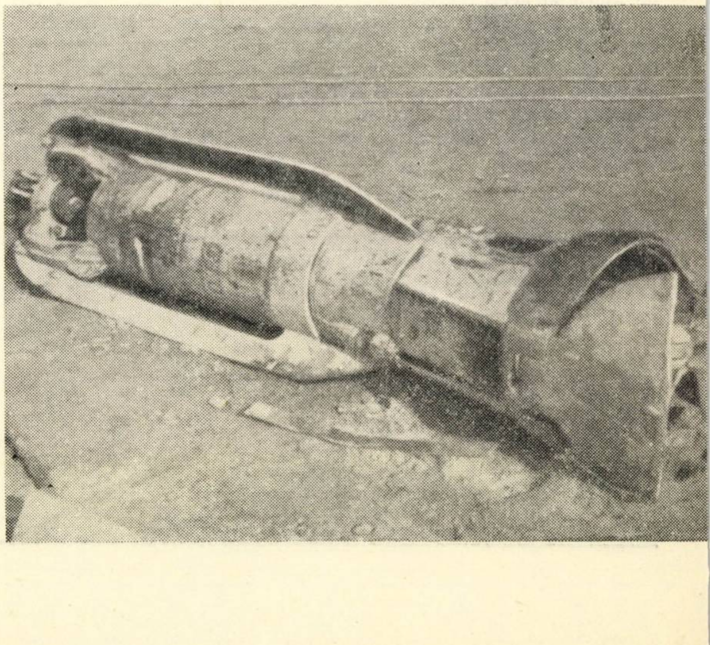
Pămîntul din interiorul tubului este dislocat și excavat cu ajutorul unui graifăr special de săpat (Hammergrab). Acest graifăr este lansat liber în interiorul tubului, prin cablu, pătrunde în teren și, după comandarea închiderii cuțitelor, extrage la suprafața terenului o anumită cantitate de pămînt.

Betonarea pilotului se efectuează de jos în sus, în interiorul tubului de foraj, asigurîndu-se totodată extragerea acestuia, pe măsura turnării betonului.

Turnarea betonului în foraj se efectuează fie cu mijloace de tipul conteinerelor, fie prin intermediul unor coloane metalice continue pe întreaga adîncime a forajului.

În figura 1, este arătată instalația de forat piloți BENOTO, iar în figura 2, Hammergrab-ul.

Fig. 2. Hammergrab



2. REFERITOR LA CONDIŢIILE DE EXPERIMENTARE ŞI APLICARE A PROCEDEULUI DE EXECUTAT PILOŢI TIP BENOTO

Experimentările şi primele aplicaţii ale procedeului de executare a piloţilor de tip BENOTO s-au efectuat pe şantierul Combinatului de Îngrăşăminte Chimice de la Turnu Măgurele. Amplasamentul Combinatului de Îngrăşăminte Chimice de la Turnu Măgurele se caracterizează prin prezenţa unui teren de fundaţie alcătuit din pămînturi necoezive (nisipuri şi pietrişuri), cuprinse, în general, sub nivelul apei subterane.

Experimentarea instalaţiei BENOTO şi a procedeului tehnologic respectiv, în etapa I (1964), s-a efectuat în partea de sud-est a combinatului (în prelungirea construcţiei „Atelier mecanic''), de către Întreprinderea construcţii-montaje Bucureşti (DGCMUCR — M.I.P. Ch.).

În această primă etapă, s-au executat — cu titlu de probă — cîţiva piloţi cu diametrul de 0,88 m, pînă la adîncimi cuprinse între 13—21 m.

Rezultatele unei încercări preliminare de probă cu sarcini verticale statice şi ale unei extrageri de probă, efectuate de către Institutul de studii şi prospecţiuni asupra a 2 piloţi realizaţi în etapa I, au fost nefavorabile în comparaţie cu datele generale cunoscute din literatura de specialitate.

În scopul obţinerii unor date concludente şi definitive necesare proiectării — de către IPRAN — fundaţiilor pe piloţi pentru unele obiective importante ale combinatului (de exemplu turnul pentru priza de aer), DGCMUCR — M. I. P. Ch. a dispus realizarea unui alt grup de piloţi experimentali, corespunzători din punct de vedere al execuţiei şi comportării sub sarcină.

Ulterior, au fost elaborate instrucţiuni tehnologice, pe baza cărora s-au realizat — în etapa a II-a — 6 piloţi experimentali cu diametrul de 0,88 m şi cu lungimi cuprinse între 12÷17 m, care au condus la obţinerea unor rezultate favorabile [2].

În cele ce urmează se prezintă cîteva probleme tehnologice de bază, privind atît operaţia de forare cît şi pe cea de betonare, prin a căror rezolvare s-a asigurat execuţia unor piloţi BENOTO de calitate corespunzătoare.

Operaţiunea de forare

Ţinînd seamă de natura terenului de fundaţie, tubul de foraj a fost introdus forţat în teren, întotdeauna mai jos decît nivelul pînă la care se realiza excavarea, şi anume cu circa 1—2 m în nisipuri şi cu cca 0,5—1,0 m în statul de pietriş cu nisip. Prezenţa acestui dop de pămînt în interiorul tubului a asigurat menţinerea stării naturale de îndesare a terenului înconjurător. Nu s-a admis excavarea, cu ajutorul Hammergrab-ului, a pămînturilor necoezive, situate subnivelul cuţitului tubului de foraj, deoarece în acest mod se producea inevitabil surparea continuă a particulelor de pietriş şi nisip în apa din foraj, ajungîndu-se la afînarea pămîntului din jurul pilotului respectiv şi la scăderea portanţei sale (fig. 3).

★

În timpul forării s-a urmărit evitarea producerii unei denivelări mari a apei în interiorul tubului de foraj, în raport cu nivelul hidrostatic natural din teren.

Scăderea nivelului apei în foraj se produce din cauza evacuării apei o dată cu pămîntul excavat.

Scăderea nivelului de apă în interiorul tubului de foraj, în raport cu nivelul hidrostatic natural, cauzează antrenarea particulelor de nisip şi pietriş mic în interiorul forajului. Efectele negative, ale antrenării în acest mod, sînt :

— reducerea stării de îndesare a terenurilor necoezive ;

— formarea rapidă a unui sediment de nisip şi pietriş mic, afînat în baza forajului.

Prezenţa pămîntului afînat, sub vîrful unui pilot, diminuează capacitatea portantă a acestuia.

★

Tubul de foraj s-a introdus în teren exact pînă la cota corespunzătoare pilotului de executat.

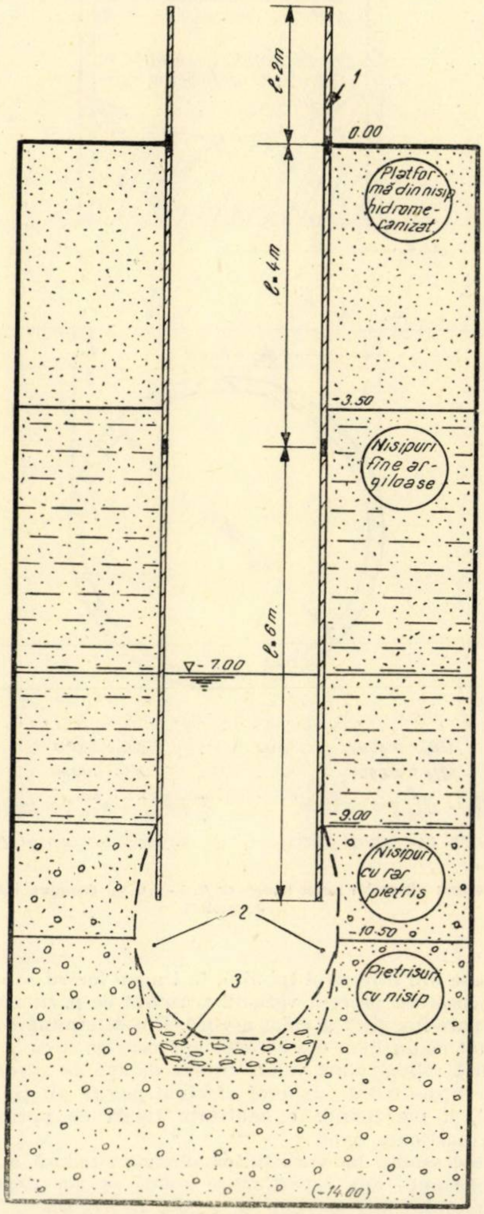


Fig. 3. Reprezentarea unei operaţii de forare necorespunzătoare
1. coloană metalică de protecţie (d = 0,80/0,88 m); 2. goluri incipiente care cauzează afînarea pietrişurilor cu nisip, datorită excavării sub nivelul coloanei; 3. pietriş cu nisip afînat acumulat pe talpa forajului.

Deoarece dopul de pămînt cuprins în interiorul tubului este susceptibil de o oarecare remaniere după extragerea tubului, s-a urmărit evacuarea acestuia în întregime, înainte de betonarea pilotului (fig. 4).

Excavarea dopului de pămînt din interiorul coloanei, pe înălţimea de 0,5—1,0 m deasupra cotei finale, trebuie efectuată cu marşuri din ce în ce mai lente ale Hammergrabului pentru ca lamele acestuia să nu remanieze terenul de fundaţie situat mai jos decît baza tubului de foraj.

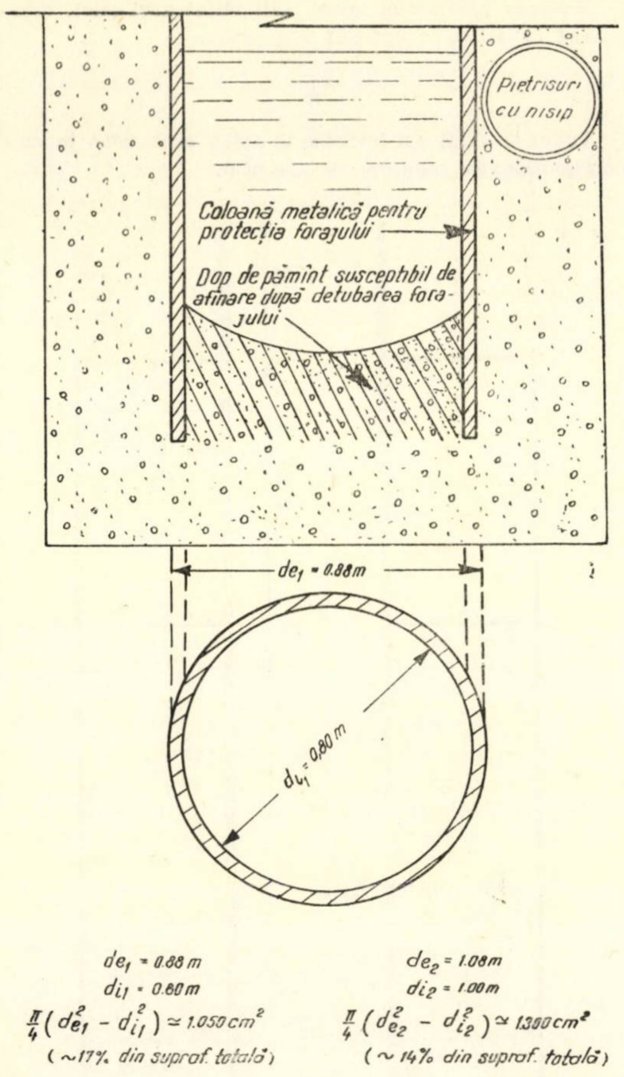

Pietrișuri cu nisip
Coloană metalică pentru protecția forajului
Dop de pămînt susceptibil de afînare după detubarea forajului
de₁ = 0.88m
di₁ = 0.80m
de₁ = 0.88 m
di₁ = 0.80 m
π/4 (de₁² − di₁²) ≃ 1.050 cm²
(~17% din suprof. totală)
de₂ = 1.08m
di₂ = 1.00m
π/4 (de₂² − di₂²) ≃ 1.300 cm²
(~14% din suprof. totală)

Fig. 4 Forarea ultimului sector situat cu 0,5–1,0 m deasupra cotei finale de proiect

În apa din interiorul tubului, în timpul forării se menține în suspensie un procent variabil și ridicat de particule solide (nisip mare-fin, praf și chiar argilă). Din determinări directe, a rezultat că un litru din această apă conține circa 30 grame substanță solidă; unui volum mediu de apă de aproximativ 5 m^3, conținută într-un foraj efectuat pentru piloții experimentali, îi corespunde o cantitate totală de aproximativ 150 kg particule solide.

Ținînd seama de vîscozitatea dinamică redusă a mediului dispersant—apa — particulele solide se vor depune pe talpa forajului într-un timp de repaus relativ scurt, în ordinea mărimii granulelor de pămînt. În mod concret, s-a constatat că, după 4 ore de stagnare, pe talpa unui foraj de 17 m adîncime s-a format o depunere afînată de particule fine și foarte fine de 25 cm înălțime, iar după 18 ore — de 30 cm înălțime. Compoziția granulometrică a sedimentului a rezultat a fi următoarea:

55 %	nisip făinos-mijlociu	(d = 0,5 — 0,05 mm)
35 %	praf	(d = 0,05 — 0,005 mm)
10 %	argilă	($d \leqslant$ 0,005 mm).

Formarea unui sediment de nisip fin prăfos-argilos, în condițiile forării într-un teren alcătuit din pietriș cu nisip fin prăfos-argilos și bolovăniș, atestă certitudinea existenței acestui fenomen, deosebit de dăunător pentru portanța piloților respectivi.

Pentru înlăturarea acestui neajuns, după forarea pînă la cota definitivă, s-a căutat ca, în limita posibilităților, dopul astfel format să fie extras după trecerea unui interval de minimum o oră, prin manevrarea adecvată a Hammergrab-ului.

În condiții corecte, un foraj pregătit pentru betonare este tubat exact pînă la cota corespunzătoare vîrfului pilotului și nu conține sedimente afînate la baza sa (fig. 5).

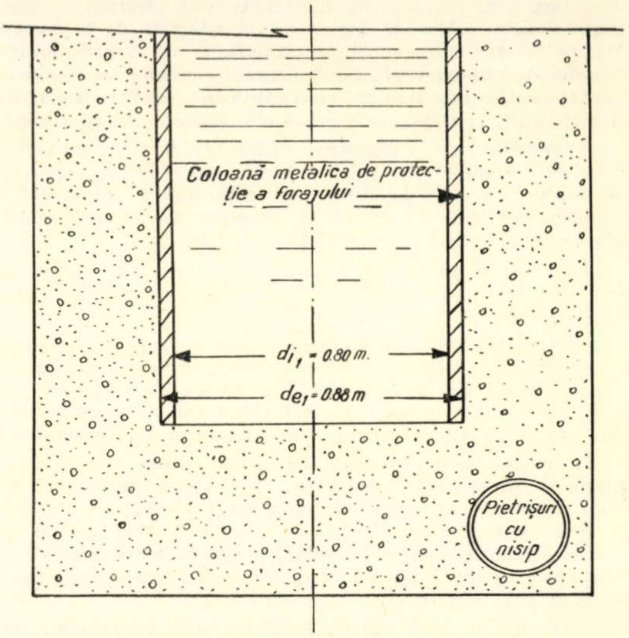

Coloană metalică de protecție a forajului
di₁ = 0.80 m
de₁ = 0.88 m
Pietrișuri cu nisip

Fig. 5. Foraj tubat și pregătit în mod corect pentru operația de betonare

Operația de betonare

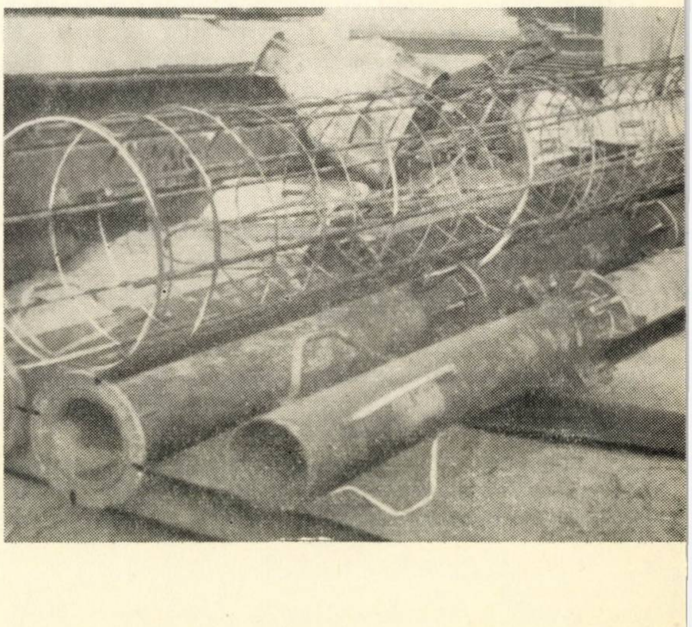
Pentru armarea pilotului s-au folosit carcase metalice cu diametru exterior de maximum 0,74 m, alcătuite din 8 fiare longitudinale cu d = 20 mm, cu etrieri d = 8 mm, dispuși la distanțe de 0,15—0,20 m.

Carcasele rigidizate în mod corespunzător, în sectoare de cîte 4—6 m lungime se îmbinau între ele prin sudură chiar la gura forajului, după care erau coborîte pînă în baza acestuia.

Pentru condițiile specifice amplasamentului C.I.C. Turnu Măgurele s-a considerat preferabil sistemul de betonare sub apă cu ajutorul unei garnituri de tuburi metalice (cunoscut sub denumirea CONTRACTOR), față de sistemul de betonare cu lingura-conteiner (ALIGATOR), cu care este prevăzută instalația importată din Franța.

Tuburile s-au realizat din sectoare de cîte 2 m lungime, prevăzute cu flanșe pentru etanșare și pentru îmbinări ra-

Fig. 6. Tuburi de betonare



pide cu ajutorul a 4 buloane (fig. 6). Caracteristicile principale ale tuburilor au fost următoarele:

- diametrul exterior $d_e = 275$ mm
- diametrul interior $d_i = 255$ mm
- greutatea per m tub 75 kg
- volumul interior per m tub 50 litri.

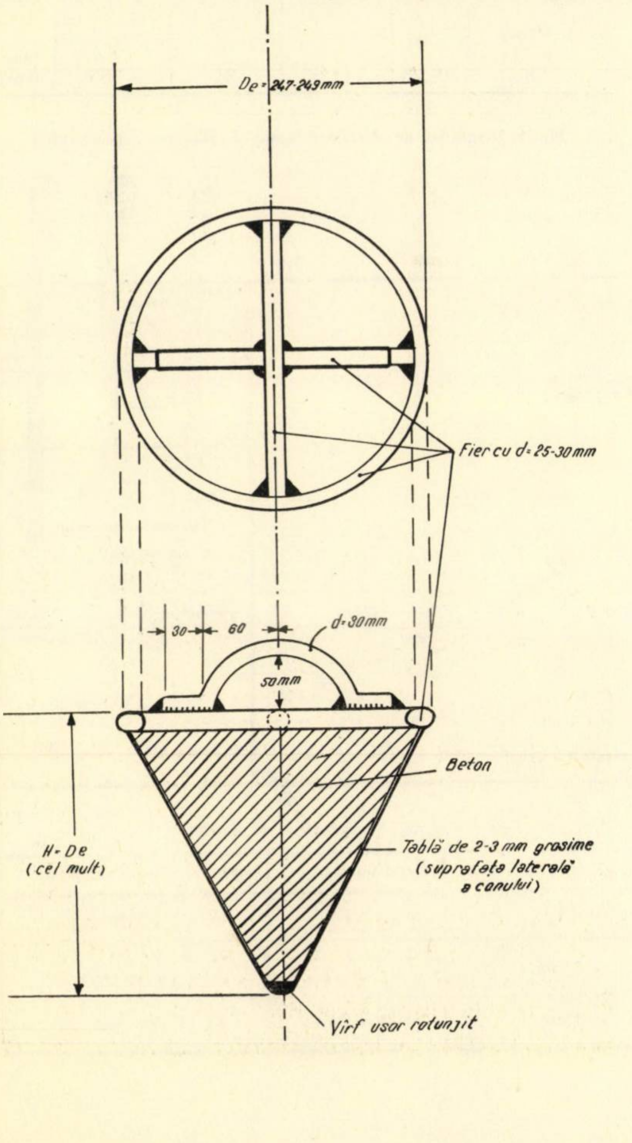
În vederea începerii turnării betoanelor, coloana de betonare s-a coborît și s-a așezat liber în talpa forajului, după care la partea superioară s-a montat o pîlnie metalică cu capacitatea de aproximativ 0,6 m³.

În interiorul coloanei de betonare, la 1—2 m sub flanșa pîlniei, s-a introdus apoi un capac metalic, de formă conică, cu vîrful în jos, care se va pierde (fig. 7). Acest capac, confecționat din tablă rigidizată cu oțel-beton, se coboara către talpa forajului, pe măsură ce în pîlnie se turna beton plastic. Coborîrea capacului s-a făcut cu un cablu recuperabil sau cu un fir de fier, avînd diametrul minim de 6 mm, care se pierdea de fiecare dată. Rolul capacului — avînd diametrul mai mic cu 6—8 mm față de cel al tuburilor de betonare — era de a asigura coborîrea primei șarje de beton pînă în baza forajului, fără amestecarea cu apa din foraj sau segregare prin turnare de la înălțime, direct prin apă.

La turnarea continuă a betonului în pîlnie în timpul coborîrii lente a capacului spre baza forajului, s-a urmărit — prin mijloace adecvate — evitarea formării unor pungi de aer sub presiune, care îngreunau punerea în operă a betonului.

După coborîrea capacului conic pînă în baza tuburilor de betonare și, implicit, după umplerea completă a acestora cu beton plastic, tuburile cu beton se ridicau cu circa 20—30 cm deasupra tălpii forajului; prin slăbirea capătului superior al cablului sau firului cu care s-a coborît capacul conic, betonul din interior expulza capacul conic și ocupa treptat spațiul inelar dintre exteriorul tuburilor de betonare și interiorul tubului de foraj.

Fig. 7. Capac conic metalic pentru lansarea betonului


De=247-249mm
Fier cu d=25-30mm
30
60
d=30mm
50mm
Beton
H=De
(cel mult)
Tablă de 2-3 mm grosime
(suprafața laterală
a conului)
Vîrf usor rotunjit

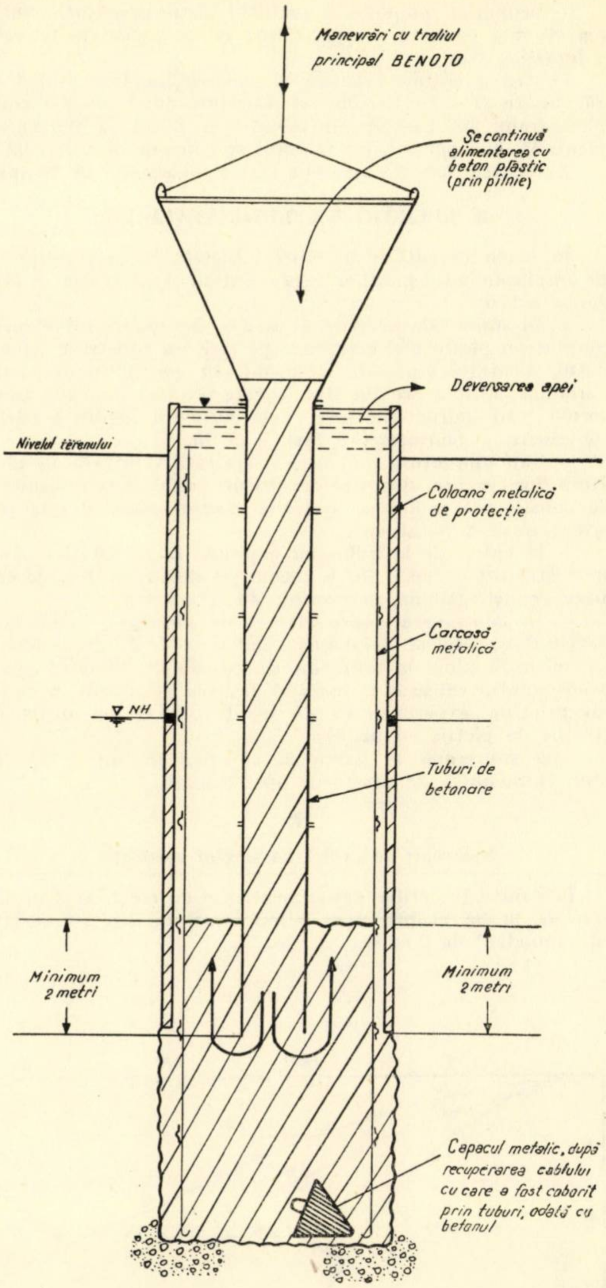

Manevrări cu troliul
principal BENOTO
Se continuă
alimentarea cu
beton plastic
(prin pîlnie)
Deversarea apei
Nivelul terenului
Coloană metalică
de protecție
Carcasă
metalică
NH
Tuburi de
betonare
Minimum
2 metri
Minimum
2 metri
Capacul metalic, după
recuperarea cablului
cu care a fost coborît
prin tuburi, odată cu
betonul

Fig. 8. Desfășurarea corectă a betonării (la un moment dat)

În timpul betonării, în continuare, s-au respectat cu strictețe două condiții de bază:

- nivelul betonului în interiorul tuburilor s-a menținut permanent deasupra nivelului terenului și în orice caz deasupra nivelului apei din foraj;
- partea inferioară a tuburilor s-a păstrat cel puțin 2 m continuu cufundată în beton. Demontarea sectoarelor de tuburi de betonare, de cîte 2—4 m lungime, s-a efectuat numai după ce betonul din interiorul acestora nu mai înregistra coborîri.

În figura 8 se prezintă schematic desfășurarea corectă a betonării la un moment dat.

★

Caracteristica tehnologică principală a betoanelor destinate realizării de piloți forați este lucrabilitatea, plasticitatea lor ridicată, pentru a se asigura:

- trecerea fără dificultăți prin tuburi;

— ocuparea completă a spațiilor dintre armături, mularea cît mai perfectă a asperităților de pe suprafața laterală a forajelor etc.

Pentru a obține betoane lucrabile (diametrul probei de răspîndire $D = 50-52$ cm) și rezistente după întărire completă (min. 200 kg/cm^2) s-a adoptat un dozaj de 400 kg ciment *M*. 400 per m^3, iar factorul apă/ciment de 0,55—0,60. Agregatele folosite au avut diametrul maxim de 30 mm.

3. LUCRĂRI EXPERIMENTALE [3]

În urma executării sondajelor geotehnice, a rezultat că pe amplasamentul piloților experimentali stratificația se prezenta astfel:

— În suprafață, pe grosimi de 3,0—3,5 m, s-a interceptat umplutura platformei artificiale pe care s-a construit combinatul, alcătuită din nisip fin-mediu cu pietriș în proporție variabilă; nisipul provine din Dunăre și a fost depus în platformă prin hidromecanizare. Cota absolută medie a părții superioare a platformei a fost + 26,75.

— Sub umplutura platformei, urmează straturile de aluviuni fine recente, alcătuite din prafuri argiloase sau nisipoase de consistență mijlocie. Grosimea acestor straturi este cuprinsă între 1,5—2,5 m.

— Începînd de la adîncimi cuprinse între 4,5 și 6,0 m, apar straturi de nisip fin și mediu pe alocuri prăfos, de culoare cenușie-gălbuie, în grosime de 5,1—5,3 m.

— În continuare apare stratul de pietriș cu nisip, cu conținut variabil de bolovăniș rulat ($d = 7-15$ cm). Acesta se continuă pînă la adîncimi de 20—23 m, la care apare fundamentul calcaros al regiunii. (Partea inferioară a tuturor piloților experimentali de tip BENOTO s-a situat în stratul de pietriș cu nisip).

Apa subterană se găsea la adîncimi de 5,0 ÷ 6,5 m, fiind influențată de nivelurile apei Dunării.

★

Încărcări de probă cu sarcini verticale

În cadrul lucrărilor experimentale, s-au efectuat 3 încărcări de probă asupra unor piloți forați de tip BENOTO, cu diametrul de 0,88 m.

Lestarea piloților încercați la compresiune s-a realizat printr-o platformă formată din 4 grinzi metalice I 1 000 mm (rigidizate între ele) și așezate pe două perechi de piloți BENOTO, plasați la distanța de 3,0 și respectiv 4,5 m față de pilotul de probă. Piloții situați la distanța de 3,0 m s-au ancorat de platforma de lestare, cu scopul de a se mări capacitatea de încărcare a sistemului, prin solicitarea lor la smulgere în timpul probelor.

Peste plastforma de lestare s-au depozitat prefabricate; treptele de încărcare, de 10—15 tone, s-au realizat cu 2—3 prese hidraulice, iar tasările piloților s-au urmărit cu 4 microcomparatoare montate pe un cadru metalic fix, independent față de pilot și platformă.

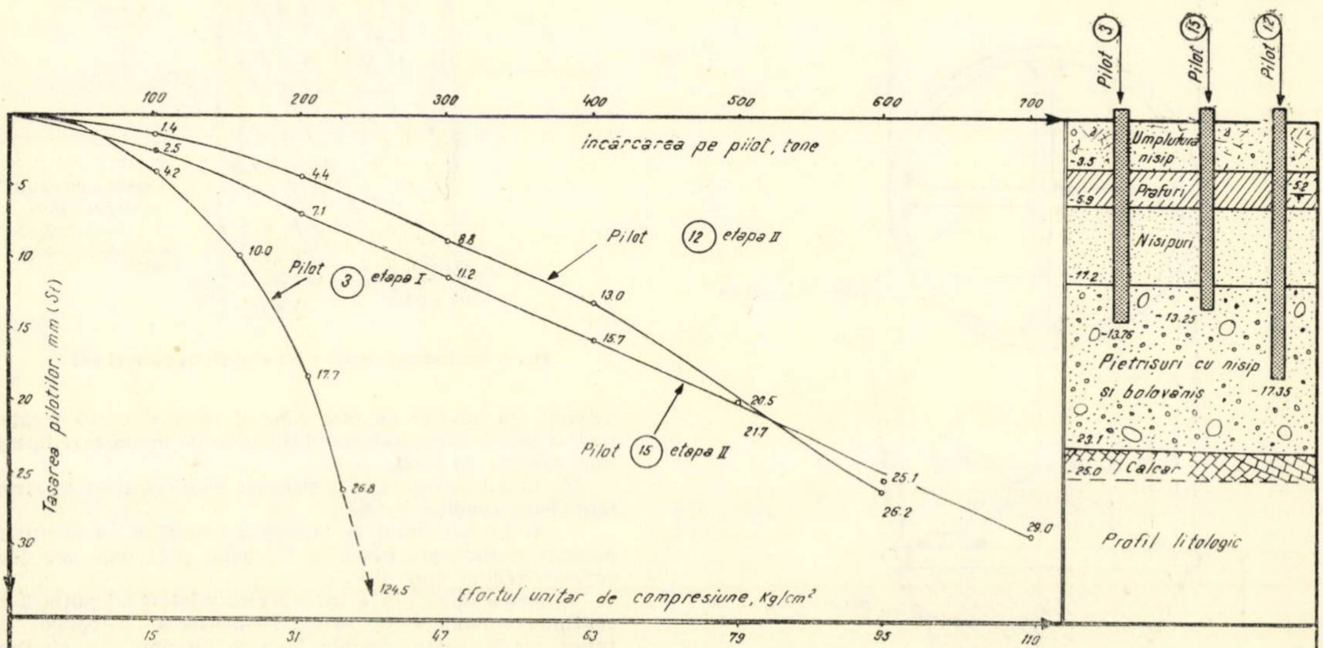
În figura 9 sînt reprezentate diagramele de încărcare-tasare ale celor 3 piloți, iar în figura 10, fotografia platformei de încărcare realizată pentru pilotul *P* 15 (etapa a II-a — 1965).

Caracteristicile principale ale celor 3 piloți încărcați cu sarcini verticale, variind între 240—700 tone — avînd diametrul egal cu 0,88 m si secțiunea de 6 350 cm^2 — se prezintă în tabela 1.

Tabela 1

Pilotul Etapa	Lungimea forată (m)	Fișa activă în timpul încărcării (m)	Suprafața laterală corespunzătoare fișei active (m^2)	Sarcina maximă aplicată (t)	Sarcina critică (t)
P_3 — etapa I/1964	13,76	10,26	29	240	225
P_{12} — etapa a II-a 1965	17,35	15,25	43	600	neatinsă
P_{15} — etapa a II-a 1965	13,25	11,05	31	700	neatinsă

Fig. 9. Diagrame de încărcare-tasare a piloților experimentali



Caracteristicile piloților forați tip „BENOTO" supuși încărcării de probă

	Adîncimea	Diametrul	Secțiunea	Armarea	Incastrat în pietriș	Data execuției	Data încărcării de probă
Pilotul ⑫	17.35 m	0.88 m	63 50 cm^2	8 ⌀ 20 mm	6.15 m.	9. III. 1965	12-17. VIII. 1965
Pilotul ⑮	13.25 m	0.88 m	6350 cm^2	8 ⌀ 20 mm.	2.05 m.	20. III. 1965	20-24. IV. 1965 17-21. V. 1965
Pilotul ③	13.76 m.	0.88 m	6350 cm^2	19 ⌀ 25 mm.	3.06 m.	27-28. VII. 1964	27.I ÷ 6.II. 1965

Tasările rezultate, în urma încărcării celor 3 piloţi cu diverse sarcini verticale, sînt arătate în tabela 2.

Tabela 2

Sarcina verticală aplicată (t)	Tasările totale S_t şi cele elastice S_e corespunzătoare (în mm)					
	Pilotul P_3 – etapa I		Pilotul P_{12} – etapa a II-a		Pilotul P_{15} – etapa a II-a	
	S_t	S_e	S_t	S_e	S_t	S_e
50	0,9	—	—	—	0,7	—
100	4,2	1,6	1,4	0,4	2,5	—
150	10,0	—	—	—	4,6	1,5
200	17,7	5,4	4,4	2,0	7,1	—
225	26,8	—	—	—	—	—
240	124,5*	—	—	—	—	—
250	—	—	—	—	9,2	—
300	—	—	8,8	3,7	11,2	—
350	—	—	—	—	13,6	—
400	—	—	13,0	5,5	15,7	—
450	—	—	—	—	17,8	—
500	—	—	20,5	7,0	21,7	8,5
550	—	—	—	—	23,6	—
600	—	—	26,2**	—	25,1	—
650	—	—	—	—	27,2	—
700	—	—	—	—	29,0***	8,6

* Tasarea nestabilizată, pilotul tasîndu-se în mod continuu.

** Încărcarea s-a oprit din cauza spargerii capului pilotului.

*** Încărcarea s-a oprit din cauza încovoierii grinzilor metalice ale platformei de încărcare.

* * *

Din curbele de încărcare-tasare reprezentate în diagrama din figura 9, rezultă că în timp ce pentru pilotul P_3 sarcina de rupere se situează în domeniul imediat următor încărcării de 225 tone, pentru piloţii P_{12} şi P_{15} executaţi în etapa a II-a, pe baza tehnologiei îmbunătăţite, se poate considera că pînă la încărcările maxime realizate, de 600—700 tone, se menţine proporţionalitatea relativă dintre încărcări şi tasări, fără a se fi produs ruperea propriu-zisă a terenului.

Încărcările de probă efectuate asupra celor doi piloţi cu diametrul de 0,88 m, foraţi în etapa a II-a, avînd încastrări diferite (2,05 m şi respectiv 6,55 m), nu au arătat o diferenţiere sensibilă a capacităţii portante şi o reducere corespunzătoare a tasărilor. În consecinţă, se consideră că, în cazul existenţei unui teren de fundaţie cu caracteristici superioare (pietriş cu nisip), este necesară şi suficientă — în mod normal — o încastrare de circa, 1,5—2,0 m a pilotului în acest strat.

Rezultatele nefavorabile ale încărcării de probă, efectuate asupra pilotului P_3, realizat în etapa I, se pot explica, fie prin prezenţa unui sediment afînat sub baza pilotului, fie prin nerealizarea unui beton de calitate corespunzătoare.

Potrivit unui criteriu empiric utilizat în practică, în scopul limitării tasărilor, încărcarea admisibilă pe pilot se alege în aşa fel încît tasarea permanentă, pentru o încărcare egală cu 1,5 × sarcina de lucru, să nu depăşească circa 6 mm (1/4 ţol). Aplicînd acest criteriu în cazul piloţilor P_{12} şi P_{15}, rezultă încărcări admisibile cuprinse aproximativ între 140—160 tone. Este evident însă că faţă de neatingerea încărcării critice în cazul celor 2 piloţi menţionaţi, încărcaţi pînă la sarcini de 600—700 tone, se pot adopta încărcări admisibile mai mari decît 140—160 tone, în situaţia în care se admit tasări mai mari.

În diferitele formule teoretice de calcul, forţa portantă limită Q_t a piloţilor foraţi se consideră ca fiind egală cu suma rezistenţei pe vîrf Q_p şi a rezistenţei de frecare pe suprafaţa laterală Q_f:

$$Q_t = Q_p + Q_f = \\ = q \cdot A + s_o \cdot F$$

în care:

q este rezistenţa unitară limită pe vîrf;
s_o — frecarea unitară pe suprafaţa laterală;
A — secţiunea pilotului;
F — suprafaţa laterală a pilotului.

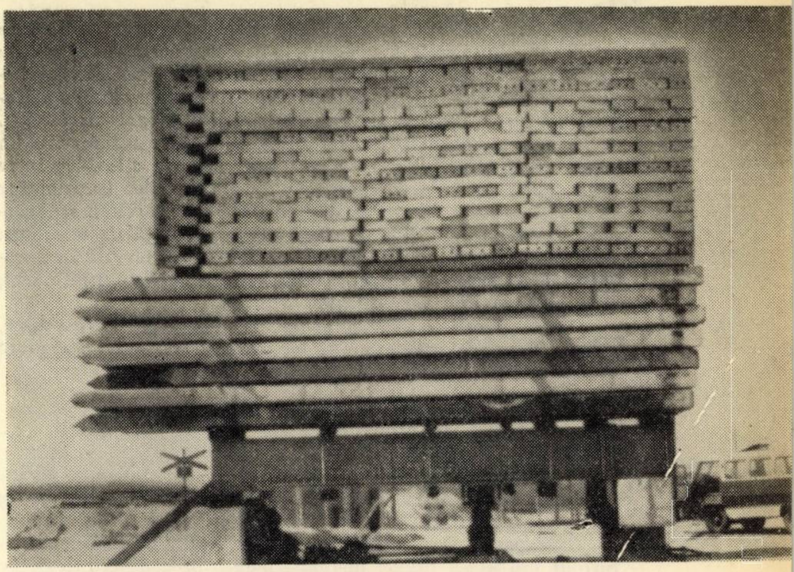


Fig. 10. Platforma de încărcare a pilotului experimental P_{15}

Rezistenţa unitară pe suprafaţa vîrfului poate fi reprezentată în general pentru un pămînt fără coeziune, prin expresia:

$$q = \gamma D \cdot N_q + \frac{\gamma \cdot B}{2} \cdot N_\gamma$$

în care:

D este distanţa de la suprafaţa terenului la vîrful pilotului;
B — diametrul pilotului;
γ — greutatea volumetrică a pămîntului;
N_q şi N_γ — coeficienţi care depind numai de unghiul de frecare interioară a pămîntului.

În cazul piloţilor, B este relativ mic faţă de D şi se poate neglija ultimul termen, rămînînd:

$$q = N_q \cdot \gamma \cdot D.$$

Pentru unghiul de frecare interioară, corespunzător stratului de pietriş cu nisip, s-a considerat $\Phi = 35°$; frecarea laterală medie a pămînturilor din jurul pilotului s-a considerat $s_0 = 3$ t/m².

În tabela 3, sînt arătate valorile calculate pentru q şi Q_t, după diferiţi autori şi pe baza normelor SN. 200-62, pentru piloţi cu următoarele caracteristici:

— diametrul $B = 0{,}88$ m
— lungimea $D = 13$ m
— secţiunea $A = 0{,}6$ m²
— suprafaţa laterală $F = 35$ m²

Tabela 3

Formula	N_q	q (t/m²)	Q_t (t)
Terzaghi	40	520	420
Caquot I	38	500	410
Caquot II	134	1 760	1 170
Meyerhof	112	1 460	990
Skempton	110	1 430	970
Berezanţev	52	680	520
SN. 200-62	—	1 400	950

Se remarcă apropierea rezultatelor formulelor Caquot II, Meyerhof şi Skempton, care presupun o încastrare suficientă în stratul de bază, în care se dezvoltă suprafaţa de rupere. De asemenea, se constată concordanţa acestor rezultate cu prevederile normelor sovietice SN. 200-62.

Faţă de valorile capacităţilor portante limită calculate cu aceste din urmă 4 metode, prin care portanţa se poate aprecia cu suficientă aproximaţie în cazul terenurilor necoezive, şi ţinînd seamă de deformaţiile produse, apare ca necesară folosirea unui coeficient de siguranţă egal cu 5. [4]. În aceste condiţii, sarcina admisibilă teoretică pentru un pilot, cu caracteristicile arătate mai sus, se situează între 190—230 tone; ţinînd seamă şi de rezultatele încărcărilor de probă, s-a considerat că este posibilă adoptarea unei încărcări admisibile pe pilot de circa 180 tone. Faţă de secţiunea pilotului de aproximativ 6 300 cm^2, rezultă că efortul de compresiune, dezvoltat în partea superioară a betonului pilotului, este apropiat de 30 kg/cm^2.

Pentru piloţii cu diametrul de 1,08 m şi de aceeaşi lungime, prin extrapolare se pot adopta încărcări admisibile de ordinul a 250 ... 270 tone.

Extrageri de probă efectuate asupra unor piloţi

Extragerile de probă s-au efectuat în scopul de a se obţine date referitoare la valoarea forţei critice de frecare dintre teren şi suprafaţa laterală a piloţilor.

Extragerile de probă s-au efectuat folosindu-se un sistem format din două juguri metalice legate de consola din beton armat de pe capul pilotului; jugurile erau rigidizate între ele — la partea superioară — cu profiluri metalice sudate, asupra cărora acţiona pistonul presei hidraulice. Presa hidraulică rezema — la rîndul ei — pe platforma specială formată din grinzi metalice I 1 000 mm (fig. 11).

O primă extragere de probă s-a efectuat asupra pilotului P_6 din etapa I pînă la forţa maximă de 85 tone, fără a se obţine rezultate utilizabile în proiectare.

A doua extragere de probă s-a efectuat asupra pilotului P_{17} din etapa a II-a, pînă la forta maximă de 140 tone la care însă s-a produs fisurarea consolei din beton armat de deasupra pilotului. La această forţă de extragere nu s-a atins încă valoarea critică a frecării dintre teren şi pilot.

În tabela 4, se redau valorile deplasărilor piloţilor extraşi cu titlu de probă, precum şi cele ale eforturilor medii de forfecare specifice, dezvoltate la contactul cu terenul înconjurător, corespunzător diferitelor trepte aplicate.

În diagrama din figura 12 sînt reprezentate curbele extragere-deplasare pentru cei doi piloţi.

Datorită situaţiei fortuite arătate, extragerea pilotului P_{17} — etapa a II-a — a trebuit să fie oprită în momentul în care valoarea efortului de forfecare dintre pilot şi teren a fost de 2,6 t/m^2, *fără a se fi atins ruperea.*

Presupunînd că în cazul continuării experienţei s-ar fi înregistrat pentru frecarea limită valoarea de 3 t/m^2 şi aplicînd un coeficient de siguranţă cuprins între 3 şi 5, rezultă că se pot adopta valori admisibile ale frecării medii între pilot şi teren, de 0,6 ÷ 1,0 t/m^2. În aceste condiţii de lucru, deplasările piloţilor supuşi tracţiunii ar putea fi de ordinul a 1,5 — 2,5 mm.

Fig. 11. Platformă pentru extragerea de probă a pilotului P_{17}

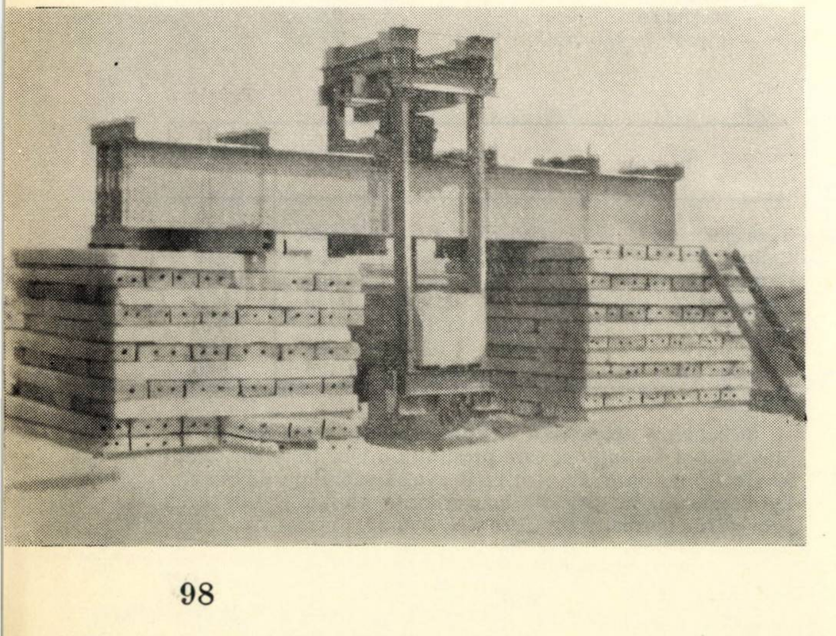


Tabela 4

Forţa de extragere (t)	Pilotul P_6 – etapa I		Pilotul P_{17} – etapa a II-a	
	Deplasările pilotului (mm)	Efortul de forfecare specific (t/m^2)	Deplasările pilotului (mm)	Efortul de forfecare specific t/m^2
10	—	—	0,3	—
15	0,1	—	—	—
20	—	—	0,5	—
30	0,4	—	0,6	—
40	—	—	0,8	0,1
45	0,9	0,2	—	—
50	—	—	1,1	0,3
60	3,0	0,6	1,6	0,6
70	8,3	0,9	2,1	0,8
80	20,0	1,2	2,8	1,1
85	50,4	1,3	—	—
90	—	—	3,5	1,3
100	—	—	4,6	1,5
110	—	—	6,2	1,8
120	—	—	7,3	2,0
130	—	—	10,4	2,3
140	—	—	12,1	2,5

Solicitarea piloţilor cu sarcini orizontale

În scopul stabilirii relaţiei dintre efortul lateral şi deplasarea corespunzătoare a piloţilor, s-a efectuat o încărcare de probă cu sarcini orizontale asupra piloţilor P_{16} şi P_{17} (etapa a II-a).

Sarcinile orizontale au fost aplicate cu ajutorul unei prese hidraulice montate în poziţie orizontală, în trepte de cîte 2 tone, în cicluri, conform STAS 4860-55. Sarcina orizontală maximă aplicată piloţilor P_{16} şi P_{17} a fost de 48 tone, înregistrîndu-se deformaţii orizontale maxime cuprinse între 50 mm şi 28 mm.

În tabela 5 sînt înscrise valorile maxime ale deplasărilor orizontale, ale deformaţiilor remanente şi cele ale amplitudinilor celor 2 piloţi, corespunzătoare cîtorva trepte de solicitare cu sarcini orizontale.

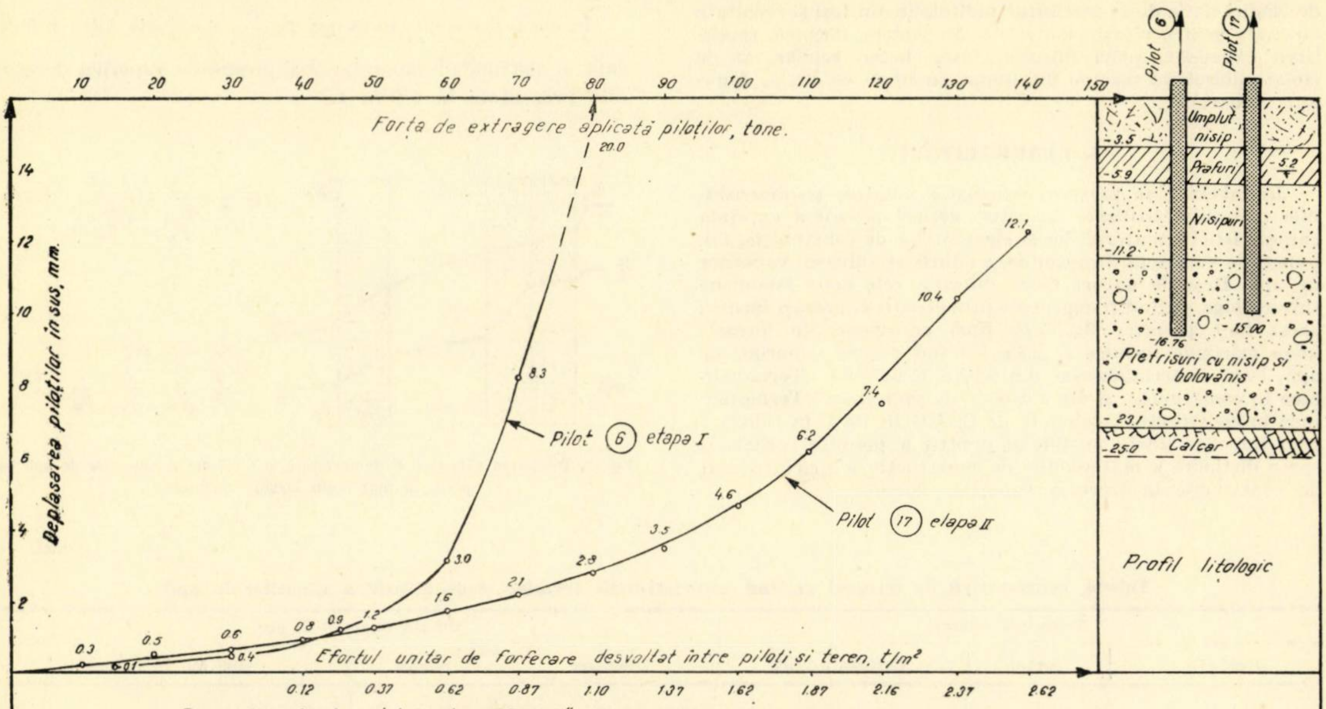
Tabela 5

Ciclul de încărcare cu forţe orizontale (t)	Deplasările orizontale maxime (mm)		Deformaţiile remanente maxime (mm)		Amplitudinile maxime ale deplasărilor piloţilor (mm)	
	P_{16}	P_{17}	P_{16}	P_{17}	P_{16}	P_{17}
10	1,1	0,8	0,4	0,2	0,7	0,6
20	4,6	3,4	1,7	1,0	2,9	2,3
30	11,8	8,4	4,5	3,0	7,2	5,3
40	28,7	18,3	12,7	8,0	16,0	10,2
48	49,8	27,7	27,1	13,3	22,6	14,3

Din examinarea amănunţită a rezultatelor, a reieşit că, în cadrul aceluiaşi ciclu şi *în condiţiile în care a avut loc experimentarea,* amplitudinile încep a creşte sensibil abia de la treapta de aproximativ 20 tone. Acest fapt indică în mod semnificativ începerea producerii deformaţiilor foarte mari.

Considerînd că piloţii de tip BENOTO, cu $d = 0{,}88$ m şi adîncimea de circa 15 m înregistrează deformaţii mari — la nivelul terenului — începînd de la încărcări orizontale de aproximativ 20 tone şi aplicînd un coeficient de siguranţă de minimum 2, rezultă că se poate adopta sarcina orizontală admisibilă de 10 tone/pilot. Pentru această solicitare, deplsarea orizontală a piloţilor rezultă a fi de ordinul 0,8—1,2 mm.

În practica altor ţări, se foloseşte un criteriu empiric, potrivit căruia sarcina orizontală admisibilă reprezintă 1/3 din solicitarea care produce o deplasare a pilotului de aproximativ 6 mm (1/4 ţol). În cazul de faţă deplasarea de 6 mm corespunde încărcărilor orizontale de 24—26 tone, cărora aplicîndu-li-se criteriul menţionat, rezultă că sarcina orizontală admisibilă este cuprinsă între 8,0—8,5 tone.



Caracteristicile piloților tip „BENOTO" supuși extragerii de probă

	Adîncimea	Diametrul	Fișa activă	Supr. laterală	Armarea	Incastrat în pietriș
Pilotul ⑥	16.76	0.88 m	13.36 m	37 m²	10 ϕ 20 mm.	6.06 m
Pilotul ⑰	15.00 m	0.88 m	14.50 m.	40 m²	16 ϕ 20 mm	3.80 m

Fig. 12. Diagramele extragerilor de probă ale piloților P16 și P17

4. SCURTE CONSIDERAȚII FINALE

Experimentarea și aplicarea în țara noastră a procedeului de fundare pe piloți de tip BENOTO reprezintă un progres însemnat în domeniul lucrărilor de fundații. Dificultățile inerente începutului sînt accentuate de lipsa unei unități specializate pentru executarea lucrărilor de fundații speciale. O asemenea unitate va putea asigura executarea corectă a unor piloți de diametre mari, cu capacitate portantă corespunzătoare.

Capacitatea portantă a piloților forați de diametru mare, avînd vîrful situat în pămînturi necoezive, în lipsa unor lucrări experimentale, poate fi apreciată cu suficientă aproximație prin formulele Caquot II, Meyerhof, Skempton sau după normele sovietice SN. 200-62.

Lucrările experimentale efectuate de I.S.P.I.F., în colaborare cu I.P.R.A.N. și I.C.M.B., au condus la obținerea elementelor definitive necesare proiectării fundațiilor pe piloți BENOTO. Cea mai importantă construcție fundată pe piloți BENOTO, este turnul prizei de aer de la Combinatul chimic Turnu Măgurele, care are înălțimea totală de 177 metri.

Piloții experimentali și cei de la turnul prizei de aer au fost executați de către Întreprinderea construcții-montaje București.

Proiectarea elementelor metalice și din beton armat (console, grinzi, juguri etc.), necesare experimentărilor descrise, precum și a fundațiilor turnului prizei de aer, s-a efectuat în cadrul I.P.R.A.N.

Bibliografie

[1] Bucher H. *Pieux forés et écrans en piles sécantes suivant le procédé BENOTO* Conference — 11. XI. 1960 — Réunion d'automne de la Société Suisse de Mécanique des Sols et de Travaux de Fondation, Zurich.

[2] Abramescu. T.: *Indicațiuni tehnologice privind forarea și betonarea piloților BENOTO* nr. 2337/22. III 1965. DGCMUCR — M. I. P. Ch.

[3] Avram A. Stoica R. Abramescu T.: *Studiul geotehnic privind stabilirea parametrilor de calcul la piloții executați prin procedeul BENOTO. Șantierul C. I. C. Turnu Măgurele*, Faza PE. ISPIF, C. 2941/C — 1965.

[4] Botea E. Abramescu T.: *Probleme de mecanica pămînturilor în legătură cu introducerea fundațiilor pe piloți forați de diametru mare la unele lucrări din R. S. România.* Comunicarea la Conferința de Mecanică, septembrie 1965, București.

Permeabilitatea la vapori de apă a unor materiale noi de construcție

Conf. ing. V. Focșa, ing. A. Radu, fizician I. Bihorosch

Adoptarea unor materiale noi de construcție la structuri neomogene de pereți și terase implică cunoașterea permeabilității la vapori de apă, caracteristică ce intervine în studiul problemelor higrotermice privind procesul de umezire-uscare și condens în construcții. În prezent, se constată lipsa datelor referitoare la permeabilitatea la vapori de apă a materialelor de construcție recent introduse la lucrările din țara noastră. Datele din standarde și literatura de specialitate au la bază experimentări efectuate în străinătate pe materiale cu caracteristici fizice diferite.

În cele ce urmează se prezintă o metodă de determinare a permeabilității la vapori de apă, utilizată în Laboratorul de clădiri civile de la Institutul politehnic din Iaşi şi rezultate obţinute pentru citeva materiale de izolare termică (polistiren expandat, plăci fibrolemnoase, beton celular) şi de izolare hidrofugă (carton bituminat cu fibră de sticlă, denumit paraver).

1. GENERALITĂŢI

În tabela 1 se prezintă schematic notaţiile şi dimensiunile mărimilor utilizate în acest articol pentru a exprima caracteristicile materialelor şi elementelor de construcţie, din punct de vedere al transmisiei caldurii şi difuziei vaporilor de apă. Deşi de natură fizică diferită, cele două fenomene sînt analoge, putînd fi exprimate prin ecuaţii de aceeaşi formă ; acest fapt permite stabilirea unei corespondenţe formale între mărimile termice şi acele privind difuzia vaporilor de apa. Faţă de terminologia din STAS E 6472-61 "Termotehnica în construcţii" şi din Normele de proiectare "Termotehnica în construcţii" elaborate de CAER în 1965, în tabela 1 s-au introdus unele modificări pentru a permite caracterizarea distinctă a materialului de construcţie şi a elementului de construcţie la trecerea vaporilor de apă.

În cazul peretelui omogen, $\mu \cong \frac{\delta}{d}$. Analogia între modul cum se distribuie temperaturile şi presiunile vaporilor de apă este prezentată în figura 1.

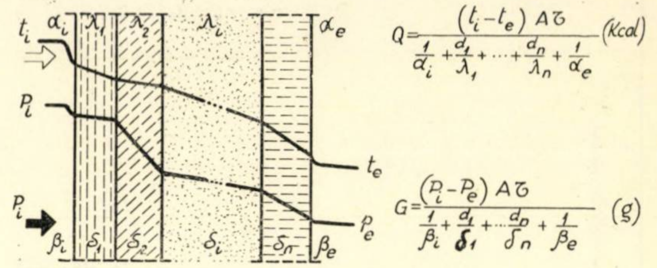

t_i
α_i
λ_1
λ_2
λ_i
α_e
p_i
t_e
P_i
p_e
β_i
δ_1
δ_2
δ_i
δ_n
β_e
$Q=\frac{(t_i-t_e)A\tau}{\frac{1}{\alpha_i}+\frac{d_1}{\lambda_1}+\dots+\frac{d_n}{\lambda_n}+\frac{1}{\alpha_e}}$ (Kcal)
$G=\frac{(P_i-P_e)A\tau}{\frac{1}{\beta_i}+\frac{d_1}{\delta_1}+\dots\frac{d_n}{\delta_n}+\frac{1}{\beta_e}}$ (g)

Fig. 1. Diagrama căderilor de temperatură şi presiune a vaporilor de apă la pereţi în mai multe straturi paralele

Tabela 1

Tabelă comparativă de termeni privind caracteristicile termice şi de difuzie a vaporilor de apă

Transmisia căldurii			Difuzia vaporilor de apă			
Denumire	Simbol	Unit. de măsură	Denumire	Simbol	Unităţi de măsură	
temperatura	t	grd	presiunea parţială a vaporilor de apă	p	mm Hg(torr)	kgf/m^2
temperatura absolută	T	grd°K	presiunea vaporilor de apă saturaţi	p_s	mm Hg (torr)	kgf/m^2
conductivitatea termică	λ	kcal/m.h.grd	conductivitatea la vapori de apă	δ	kg/m.h.mm Hg	m.kg/h.kgf
rezistenţa la permeabilitate termică	$R = \frac{d}{\lambda}$	m^2.h.grd/kcal	rezistenţa la difuzia vaporilor	$R_v = \frac{d}{\delta}$	m^2.h.mm Hg/kg	h.kgf/kg
coeficientul de transfer termic la suprafaţă	$\alpha_{i,e}$	kcal/m^2.h.grd	coeficientul de transfer al vaporilor la suprafaţă	$\beta_{i.e}$	kg/m^2.h.mm.Hg	kg/h. kg
rezistenţa la transfer termic de suprafaţă	$R_{i,e} = \frac{1}{\alpha_{i,e}}$	m^2.h.grd/kcal	rezistenţa la trecerea vaporilor de apă la suprafaţă	$R_{vi,ve} = \frac{1}{\beta_{i,e}}$	m^2.h.mm Hg/kg	h.kgf/kg
coeficientul total de transmisie a căldurii	$K_0 = \frac{1}{R_0}$	kcal/m^2.h.grd	coeficient de permeabilitate la vapori de apă	$\mu = \frac{1}{R_{0v}}$	kg/m^2.h.mm.Hg	kg/h.kgf
rezistenţa la transmisia termică	$R_0 = \frac{1}{K} = \frac{1}{\alpha_i} + \sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_e}$		rezistenţa la permeabilitatea vaporilor de apă	$R_{0v} = \frac{1}{\mu} = \frac{1}{\beta_i} + \sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{\delta_i} + \frac{1}{\beta_e}$		h. kgf/kg

Observaţii : Pentru a obţine valori numeric convenabile cantitatea de apă se exprimă curent în grame în loc de kilograme

Coeficientul de conductivitate la vapori de apă, δ, analog coeficientului de conductivitate termică, λ, reprezintă cantitatea de vapori de apă ce trece în unitatea de timp prin unitatea de suprafaţă a materialului cu grosimea unitară, la o diferenţă de presiune egală cu unitatea între suprafeţele probei. În STAS E 6472-61, această caracteristică a fost denumită coeficient de permeabilitate a materialelor la vapori.

În tabela 1, prin coeficient de permeabilitate la vapori de apă, μ, exprimat în g/m^2 h mmHg se exprimă caracteristica elementului de construcţie de grosime totală d

$$\mu = \frac{1}{R_{ov}} = \frac{1}{\frac{1}{\beta_i} + \sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{\delta_i} + \frac{1}{\beta_e}} \tag{1}$$

Deoarece rezistenţa la trecerea vaporilor de apă la suprafaţă R_{ni}, $R_{ve} = \frac{1}{\beta_{i,e}}$, tabela 2, este neglijabilă, se poate considera practic :

$$\mu \cong \frac{1}{R_v} = \frac{1}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{\delta_i}}. \tag{2}$$

Tabela 2

a. Coeficientul de trecere a vaporilor de apă la suprafaţa interioară a elementelor de construcţie β_i şi rezistenţa la trecerea vaporilor la suprafaţă*) $\frac{1}{\beta_i}$

Diferenţa de temperatură între aer şi perete (°C)	Coeficientul de trecere a vaporilor, β_i (kg/h kgf)	Rezistenţa la trecerea vaporilor $R_{vi} = \frac{1}{\beta_i}$ (h kgf/kg)
2	0,00101	990
4	0,00106	943
6	0,00111	901
8	0,00116	862
10	0,00121	827
12	0,00127	787
14	0,00132	758
16	0,00137	730
18	0,00142	704
20	0,00147	680

* după Cammerer [2]

Tabela 2

b. Coeficientul de trecere a vaporilor la suprafața exterioară a elementelor de construcție β_e în funcție de starea aerului exterior, pentru temperaturi între $-20 \ldots +30°C$

Starea aerului	Coeficient de trecere a vaporilor de apă β_e (kg/h kgf)	Rezistența la trecerea vaporilor $R_{ve} = \frac{1}{\beta_e}$ (h.·kgf/kg)
Fără vînt	0,0039	257
Vînt cu viteză 5 m/s (viteză mijlocie de mişcare a aerului)	0,0075	133
Furtună cu viteza vîntului 25 m/s	0,0300	33

Pentru caracterizarea materialelor de construcție sub aspectul permeabilității la vapori de apă, unii autori recomandă [2] folosirea coeficientului de rezistență la difuzia vaporilor de apă R_D legat printr-o relație simplă de coeficientul de conductivitate la vapori :

$$R_D = \frac{D}{\delta \cdot C \cdot T} \tag{3}$$

unde :

C este constanța gazelor pentru vapori de apă ;

($C = 47{,}1$ kgf/m% kg·grd K)

Tabela 3

Coeficientul de difuzie a vaporilor de apă în aer*

Presiunea barometrică exprimată în		Temperatură (°C)	Coeficientul de difuzie $\left(\frac{m^2}{h}\right)$
mm Hg	kgf/m²		
735,5	10 000	0	0,083
		10	0,088
		20	0,094
		30	0,099
760,0	10 332	0	0,080
		10	0,084
		20	0,090
		30	0,095

* După Schirmer *R* [6]

T — temperatura absolută (grd K) ;

D — coeficientul de difuzie a vaporilor de apă în aer

$$D = 0{,}083 \frac{10\,000}{P} \left(\frac{T}{273}\right) \text{ conf. tab. 3, în } m^2/h.$$

Coeficientul de rezistență la difuzia vaporilor de apă R_D arată de cîte ori este mai mare rezistența la difuzie a unui material oarecare în raport cu rezistența la difuzie a unei pături de aer de aceeaşi grosime (tabela 4).

Tabela 4

Relația între coeficientul conductivității la vapori δ şi rezistența la difuzie R_D în funcție de temperatură la presiunea atmosferică de 760 mm Hg = 10 332 kgf/m² *

Temperatura în °C	δ. R_D		Obs.
20	5,87		La temperatura de 0°C şi presiunea atmosferică 760 mm Hg $\delta = \frac{6{,}24}{R_D} \cdot 10^{-6}$
15	5,96		
10	6,06		
5	6,13		
0	6,24	10^6	
5	6,33		
10	6,42		
15	6,52		
20	6,61		

* după Cammerer [2]

2. METODA DE INCERCARE

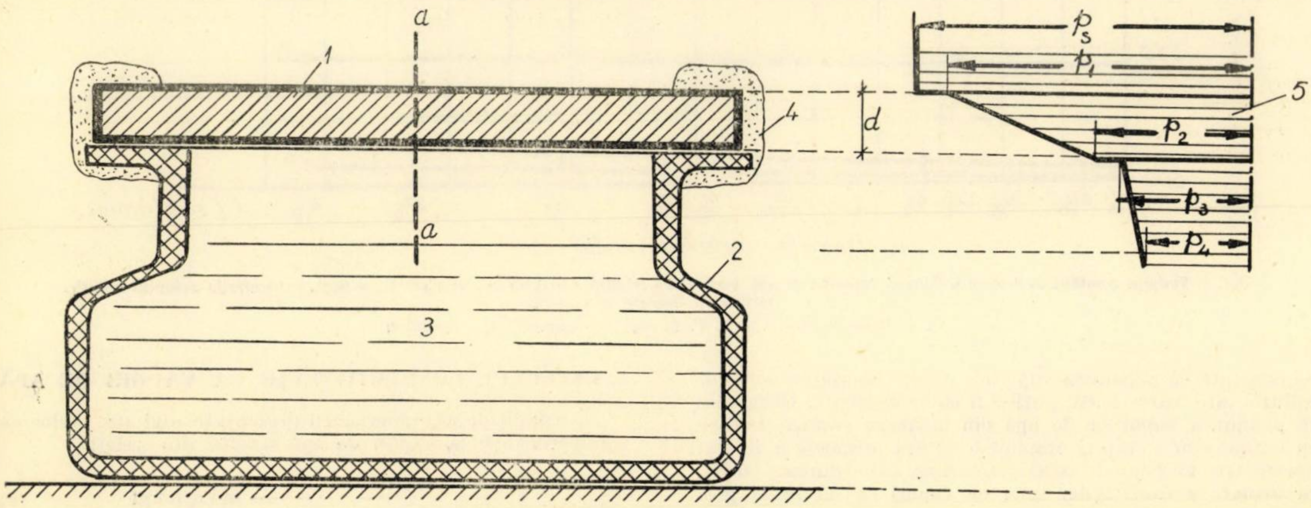
Determinarea conductivității la vapori de apă s-a făcut pe probe în formă de disc avînd diametrul de 82/67 mm, iar grosimea între 2—21 mm, în raport cu materialul asupra căruia s-au efectuat determinările. Întrucît pe durata determinărilor condițiile de umiditate şi temperatură au fost menținute constante, regimul a fost staționar.

Probele au fost fixate la partea superioară a unor vase de sticlă, luîndu-se măsuri speciale de etanşare cu parafină pe fețele laterale şi la contactul cu sticla, astfel încît vaporii de apă să nu poată pătrunde în vas decît prin suprafața liberă, de formă circulară (fig. 2). După pregătirea probelor şi parafinare s-a introdus în vas acid sulfuric concentrat pentru realizarea unei presiuni parțiale a vaporilor de apă cît mai apropiată de zero.

Vasele cu probe au fost instalate într-o încăpere cu temperatura aerului $t_i = 10°C$ şi umiditatea relativă a aerului $u_i = 95\%$. Buletinele de înregistrare la termohigrograf arată că aceste valori au fost menținute constante.

Fig. 2. Dispozitiv pentru determinarea permeabilității la vapori de apă

1. probă în formă de disc; 2. vas de sticlă; 3 acid sulfuric concentrat; 4. parafină; 5. diagrama variației presiunilor vaporilor de apă în secțiunea a—a; p_s — presiunea vaporilor în camera cu temperatură şi umiditate constante; $p_{1,2}$ — presiunea vaporilor la suprafețele superioară şi inferioară ale probei; p_4 — presiunea vaporilor deasupra acidului sulfuric



În aceste condiţii, difuzia vaporilor de apă în probă a avut loc de sus în jos, ca urmare a diferenţei de presiune între vaporii saturaţi din încăperea cu umiditate relativă $u_i = 95\%$ şi suprafaţa acidului sulfuric concentrat (tab. 5 şi tab. 6).

Tabela 5

Presiunea vaporilor de apă saturaţi p_s

Temperatura aerului °C	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
	Presiunea vaporilor de apă mm Hg				
9	8,61	8,73	8,85	8,97	9,09
10	9,21	9,33	9,46	9,59	9,71
11	9,84	9,98	10,11	10,24	10,38

La intervale de 7—15 zile, probele au fost cîntărite la o balanţă de laborator, determinîndu-se creşterea în greutate ca urmare a difuziei vaporilor de apă prin probă. La sfîrşitul determinărilor s-a verificat concentraţia acidului sulfuric. În figura 3 se prezintă graficul variaţiei greutăţii probelor. Se constată o creştere constantă a greutăţii probelor, pe o durată îndelungată, evidenţiată prin panta constantă a liniei ce uneşte punctele cu rezultatele măsurătorilor. Panta este cu atît mai accentuată cu cît materialul este mai permeabil şi proba mai subţire.

Metoda este principial simplă, condiţia esenţială fiind ca laboratorul să dispună de o cameră cu umiditate şi temperatură riguros constante, precum şi de o balanţă sensibilă. Durata determinărilor poate fi redusă la o perioadă mai scurtă de timp.

Tabela 6

Presiunea vaporilor de apă p în funcţie de concentraţia acidului sulfuric

Temperatura aerului °C	Concentraţia acidului sulfuric %								
	84,84	73,13	64,47	57,65	52,13	43,75	37,69	33,10	24,25
		Presiunea vaporilor de apă mm Hg							
9	0,112	0,476	1,125	1,753	2,829	4,176	5,408	5,980	7,216
10	0,115	0,501	1,200	1,885	3,029	4,466	5,777	6,240	7,712
11	0,118	0,527	1,280	2,025	3,240	4,773	6,166	6,883	8,237

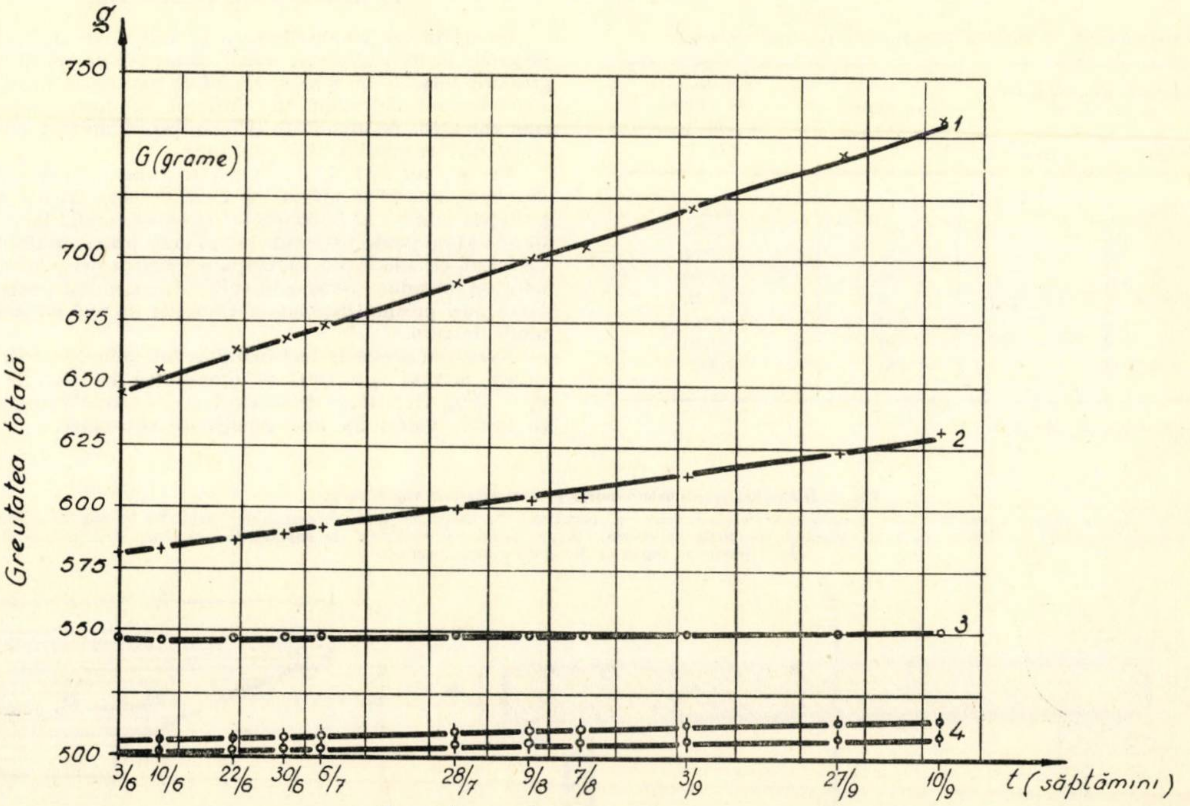


Fig. 3. **Variaţia greutăţii ca urmare a difuziei vaporilor de apă. Umiditatea relativă a aerului din încăpere $U_i = 95\%$. concentraţia acidului sulfuric, variind în limitele 96%...85%**

1 — Beton celular; 2 — P. F. L. dur; 3 — paraver; 4 — polistiren

Se constată că presiunea vaporilor de apă deasupra acidului sulfuric este foarte mică, putînd fi chiar neglijată. Observăm că presiunea vaporilor de apă din încăpere variază simţitor cu temperatura, ceea ce implică o atentă urmărire a acestui parametru în timpul experimentărilor care durează mult, ca urmare a cantităţilor mici de vapori ce difuzează prin probe.

3. CALCULUL CONDUCTIVITĂŢII LA VAPORI DE APĂ

În condiţiile experimentării prezentate mai sus, valoarea conductivităţii la vapori de apă rezultă din relaţia :

$$\delta = \frac{G}{A \cdot m \cdot \tau} \cdot \frac{d}{p_1 - p_2} \text{ m kg/h kgf} \qquad (4)$$

în care

G este cantitatea de apă care a trecut prin probă (kg) durata determinării (h);
A — suprafaţa probei (m^2);
d — grosimea probei (m);
$p_{1,2}$ — presiunile vaporilor de apă de ambele părţi ale probei (kgf/m^2);
m — coeficient de corecţie (—).

În limitele unor erori neglijabile se admite că $p_1 = p_3$ şi $p_2 = p_4$, cu notaţiile din figura 3, în care p_4 reprezintă presiunea vaporilor de apă la suprafaţa acidului sulfuric.

Pentru a ţine seamă de faptul că proba prin care se efectuează difuzia vaporilor de apă nu are o formă perfect cilindrică cu generatoarea dreaptă, liniile de curent şi izobarele fiind curbate spre margini, s-a determinat valoarea unui coeficient de corecţie m, prin modelare electrică în cuva cu electrolit (fig. 4). În tabela 7 sînt prezentate valorile coeficientului m de corecţie.

Tabela 7

Valorile coeficientului de corecţie m

Denumirea materialului	Diametrul probei (cm)		Grosimea probei (cm)	Coeficient de corecţie
	d_1	d_2		m
polistiren	8,2	6,7	2,1	1,07
beton cel.	8,2	6,7	2,1	1,07
paraver	8,2	6,7	0,2	—
P.F.L.	8,2	6,7	0,4	—

4. REZULTATUL DETERMINĂRILOR

Pe baza relaţiei (4) au fost calculate valorile conductivităţii la vapori de apă δ pentru beton celular, polistiren expandat, plăci fibrolemnoase dure uleiate (PFL) şi paraver. Pentru a obţine valori convenabile, cantitatea de apă a fost exprimată în grame şi nu în kilograme.

Tabela 8

Conductivitatea la vapori de apă*

Denumirea materialului	Densitatea aparentă (kg/m^3)	Greutatea pe unitatea de suprafaţă (kg/m^2)	Grosimea probei (m)	Conductivitatea la vapori de apă exprimată în:	
				g/m. h. mm. Hg	$\frac{m\,kg}{h\,kgf}10^{-8}$
1. beton celular autoclavizat	550	—	0,021	0,0214	0,1609
2. polistiren expandat	20	—	0,021	0,0019	0,0142
3. plăci fibrolemnoase (PFL dur)	—	4,3	0,004	0,0020	0,0150
4. carton asfaltat cu fibră de sticlă (paraver)	—	2,0	0,002	0,0009	0,0067

*Determinările au fost efectuate la temperatură şi umiditate constante: $t = 10°C$, $u_i = 95\%$

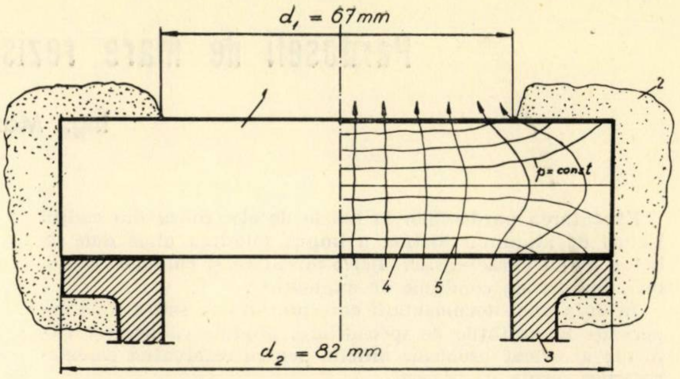


Fig. 4. Secţiune prin probă cu indicarea liniilor de curent şi izobare
1. probă; 2. etanşare cu parafină; 3. vas de sticlă; 4. izobare; 5. linii de curent

Se constată că materialele analizate prezintă o permeabilitate redusă la vapori de apă, în comparaţie cu alte materiale obişnuite de izolare termică (cărămidă $\delta = 0{,}014$ g/mhm Hg, stabilit $\delta = 0{,}04$ g/mhmmHg, pîslă minerală $\delta = 0{,}065$ g/mhmmHg). Această caracteristică explică unele constatări privind acumularea vaporilor de apă la construcţiile unde materialele de mai sus au fost utilizate fără măsuri speciale, destinate să asigure ventilarea straturilor interioare ale elementelor de construcţie. Sensibilitatea la umezire a elementelor de construcţie cu straturi de izolare termică din polistiren expandat este accentuată de capacitatea redusă de absorbţie a apei pe care o prezintă aceste materiale, precum şi de faptul că variaţiile de temperatură nu sînt suficient amortizate din cauza masei reduse.

5. CONCLUZII

Materialele moderne de izolare termică avînd structură celulară au o permeabilitate redusă la vapori de apă. Această caracteristică implică măsuri corespunzătoare în alcătuirea elementelor de construcţie, întrucît materialele etanşe favorizează acumularea vaporilor de apă împiedicînd difuzia lor spre exterior, în cazul unei aşezări necorespunzătoare a materialelor cu permeabilitate redusă. În general, este necesar ca materialele, relativ impermeabile, să fie dispuse spre faţa interioară a elementului de construcţie pentru a reduce cantitatea de vapori ce pătrunde în elementul de construcţie.

Metoda de determinare a conductivităţii la vapori de apă, prezentată în articol, poate fi utilizată în orice laborator care dispune de o cameră climatică în care pot fi menţinute temperaturi şi umidităţi constante un timp îndelungat. Pentru obţinerea unor rezultate concludente este necesar ca în camera climatică să se introducă ventilatoare, pentru a se evita variaţia presiunii vaporilor de apă în pătura de aer situată la suprafaţa probei.

Determinările, privind caracteristicile de permeabilitate la vapori de apă pentru materialele noi de construcţie, sînt necesare pentru a furniza proiectării datele iniţiale de calcul la difuzia vaporilor de apă în elementele de construcţie. În mod deosebit, aceste date sînt necesare pentru studiul higrotermic al structurilor neomogene de pereţi şi terase care pun probleme noi în ce priveşte acumularea de apă şi necesitatea eliminării ei.

Bibliografie

[1] Gorling P. *Bestimmung des Diffusionswiederstandfaktors poriger Guter* Chemie Ing. Techn. 1956 p. 768—773
[2] Cammerer J. S. *Der Wärme und Kälteschutz in der Industrie.* Springer Verlag 1962 p. 347—350
[3] Wierig H. J. *Ein einfaches Verfahren zur Messung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Mortel und Beton.* Zement Kalk Gips 16, 1963 p. 125—130.
[4] Negoiţă Al. *Materiale moderne de construcţii.* Bucureşti, Ed. Tehnică, 1963
[5] Krischer O. *Die wissentschaftlichen Grundlagen der Trockungstechnik.* Springer, 1959 Berlin.
[6] Schirmer R. *Die Diffusionszahl von Wasserdampfluftgenischen und die Verdampfungsgeschwindigkeit Z. F. D. I. Beih.* Verfahrenstechnik 1936, 6, pag. 170

Pardoseli de mare rezistență din dale de beton

Ing. Maria Focșa

Executarea pardoselilor la halele de electroliză din cadrul Uzinei de aluminiu Slatina a impus folosirea unor dale de beton avînd caracteristici fizico-mecanice și chimice deosebite, impuse de condițiile de exploatare.

În lipsa unei documentații corespunzătoare sau a unei experiențe în unitățile de specialitate, producerea acestor elemente a ridicat probleme dificile pentru rezolvarea caracteristicilor cerute de proiect.

Este necesară prezentarea acestor caracteristici pentru a se vedea că s-a ridicat problema găsirii unei rețete care să permită obținerea unui beton cu rezistențe mari, folosind ca agregat bazaltul.

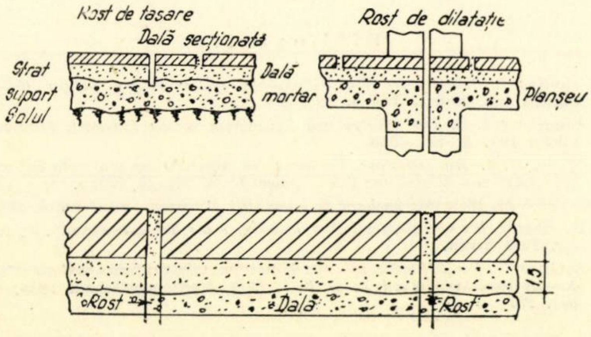
Caracteristicile impuse pentru bazalt

1. Densitatea :	2 900 kg/m³
2. Rezistența la compresiune :	min. 3000 kg/cm²
3. Rezistența la uzură :	coef. Deval 33,3
4. Rezistența totală la foc :	pînă la 1 300° fără fisuri sau degradări
5. Agenții chimici :	insensibilitate totală
6. Agenții atmosferici :	inalterabil

Caracteristicile impuse betonului

1. Densitatea aparentă :	2 550–2 600 kg/m³
2. Rezistența la compresiune,	
la 28 zile :	700 kg/cm²
la 90 zile :	800 kg/cm²
3. Rezistența la tracțiune,	
la 28 zile :	80 kg/cm²
la 90 zile :	100 kg/cm²
4. Rezistența la uzură :	max. 0,36 g/cm²
5. Porozitatea :	2,4 %
6. Gelivitate :	impermeabil după 310 cicluri (– 25⁰ + 400⁰)
7. Producerea de scîntei :	sub acțiunea frecării metalului să nu producă scîntei
8. Acțiunea uleiurilor și a sărurilor :	nici o acțiune distrugătoare
9. Acțiunea acizilor și a bazelor :	fără efect
10. Conductivitatea termică :	0,47±5 % kcal/m h°C
11. Rigiditatea dielectrică :	5 kV/mm
12. Căldura specifică :	0,20 cal/g °C
13. Coeficient de dilatare termică :	8,6×10⁻⁶
14. Modul de elasticitate :	E=220 000–240 000 kg/cm²
15. Rezistența la șoc termic :	—combinat cu lucru mecanic, pînă la 600°C —necombinat cu lucru mecanic, pînă la 800°C

Fig. 1



Revizuind necesitățile reale de exploatare, s-a renunța la condițiile de la pct. 5, 6, 12 și 13.

Alegerea unui format pentru dale a depins, în general, de dimensiunile suprafeței halelor de electroliză; s-a stabilit, de la început, ca dimensiuni optime, formatul de 30×30 cm.

Pentru a suporta fără spargere eforturile aplicate și pentru a le repartiza în mod uniform pe fundație, grosimea dalelor a fost determinată în funcție de :

— frecvența și intensitatea șocurilor,

— importanța transportului și a sarcinilor.

Ținînd seamă de acești factori, s-a stabilit o grosime de 4 cm.

O importanță deosebită s-a acordat modului de așezare a dalelor pentru care s-a prevăzut un strat de mortar (ciment P 400 în dozaj de 350 kg/m³) cu o grosime de 2 cm și un strat de beton de 10 cm. (fig. 1).

În cazul suprafețelor mari este absolut necesar ca stratul de beton să aibă rosturi de dilatație și de tasare care să fie prelungite în grosimea dalajului, fiind umplute cu mortarul de poză.

Avînd de îndeplinit aceste condiții deosebite, în baza unor numeroase probe preliminarii, s-au stabilit ca materiale de bază

Cimentul	P 500
Agregatul	criblură de bazalt,

iar pentru completarea fracțiunii 0/3 s-a acceptat folosirea nisipului de Bragadiru.

Un amănunt important pentru obținerea unui beton cu rezistențe mari a fost modul de compactare, care s-a realizat prin vibropresare.

Pentru o bună rezolvare a problemei s-au executat în primul rînd determinări asupra materialelor componente, în vederea stabilirii calității lor corespunzătoare; s-au făcut apoi determinări asupra betonului cu bazalt, iar în final s-a trecut la experimentarea rețetei optime prin confecționarea de dale la o unitate de specialitate.

Determinări asupra materialelor

Cimentul P 500		
— rezultate obținute		conf. STAS
— finețea de măcinare	9,6 %	max. 15 %
— priza : începutul	3 h 16′	min. 1 h
sfîrșitul	6 h 30′	max. 10 h
— rezistența la compresiune	549 kg/cm²	500 kg/cm²
— rezistența la tracțiune	38,14 kg/cm²	34 kg/cm².

Valorile obținute au confirmat alegerea acestui tip de ciment.

Diferențierea valorilor obținute la cele două sorturi a fost explicată prin superioritatea fracțiunii 3/8 care s-a obținut prin dublă concasare și a prezentat o omogenitate evidentă prin lipsa tufului vulcanic.

Valoarea impusă prin proiect nu a putut fi interpretată, nefiind explicată metoda de calcul.

Ultimele trei caracteristici impuse prin proiect au fost verificate în mod informativ, deoarece la noi în țară nu există metode standardizate; rezultatele obținute sînt corespunzătoare prevederilor din proiect.

Structura bazaltului de Racoș s-a găsit intersertală, cu caracter de olivină și textură masivă.

Compoziţia mineralogică a fost ilustrată de o masă fundamentală la alcătuirea căreia participă microlite de feldspaţi plagioclazi bazici în cristale fine de olivină.

Tabela 1

Bazaltul de Racoş

Densitatea

Densitatea	Fracţiunea	Rezultate obţinute	Proiect	STAS
ρ kg/m³	3/8 8/15	2 940 2 776	2 900	125–64
ρ_a kg/m³	3/8 8/15	2 890 2 780	2 850	4 606–64

Tabela 2

Rezistenţa la compresiune

Proba	R_c : kg/cm²	R_c min. impus proiect	STAS
5 cuburi cu l = 5 cm	3 170	3 000	4 606/62

Tabela 3

Rezistenţa la uzură

Proba	Rezultate obţinute Rezist. la uzură-coef. de calitate		STAS 730–61
50 buc. piatră	2,4 %	16,6	min. 15 excelent

Tabela 4

Trece %	Nisip Bragadiru			Criblură bazalt		Volum goluri %
	nr.	0/1	1/3	3/8	3/15	
Curbă continuă	1 2	12 10,5	25 31	40 59	100 100	32 22
	3	12	25	55	100	21,4
Curbă discontinuă	4	25	25	65	100	21,8

Nisipul de Bragadiru

— densitatea (ρ)	2 490 kg/m³
— densitatea aparentă (ρ_a)	2 420 kg/m³
— conţinut în bioxid de siliciu	82,44 %.

Considerînd aceste date corespunzătoare — în raport cu datele obţinute pe diverse nisipuri de carieră — s-a stabilit completarea agregatului pentru fracţiunea 0/3, cu nisip de Bragadiru.

În totalitate, valorile obţinute pe materialele componente, propuse spre întrebuinţare, au îndeplinit cerinţele proiectului. Astfel, s-a trecut în primul rînd la găsirea unui amestec optim al celor trei fracţiuni (0/3; 3/8 şi 8/15) care să prezinte cel mai mic volum de goluri şi, în concluzie, să asigure o compactare maximă. În acest scop, s-au efectuat trei amestecuri cu granulozitate continuă şi un amestec cu granulozitate discontinuă, obţinîndu-se rezultatele din tabela 4.

Aceste curbe sînt notate în diagramă cu acelaşi număr de ordine şi, întrucît rezultatele obţinute (V min de goluri) la curbele nr. 3 şi 4 au fost cele mai bune şi apropiate, acestea au fost folosite.

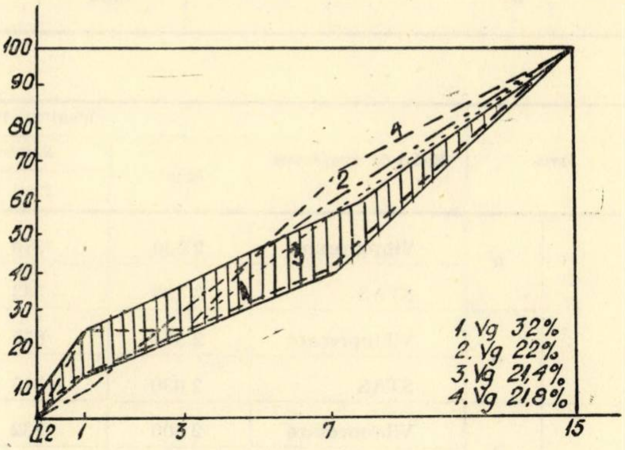


Fig. 2

Probe preliminarii de beton cu bazalt

— Determinări —

Pentru obţinerea caracteristicilor tehnice impuse de proiect s-au confecţionat epruvete de beton după trei reţete de bază, fiecare în cîte două variante : — varianta la care agregatul are o granulozitate continuă (a) şi — varianta la care agregatul are o granulozitate discontinuă (b).

Cu aceste reţete s-au confecţionat :

- cuburi cu l = 20 cm ; 10 cm şi 7,07 cm,
- prizme cu l = 10 cm ; L = 30 cm şi 55 cm,
- plăci cu l = 20 cm ; grosimea = 5 cm.

Aceste epruvete s-au compactat prin vibropresare cu ajutorul unui vibrator de 6 000 vibraţii/min la care s-a ataşat o placă metalică de suprafaţă, de forma tiparului. S-a realizat astfel o suprasarcină de 0,20 kgf/cm².

Asupra acestor epruvete s-au efectuat următoarele determinări :

- densitatea aparentă
- rezistenţa la compresiune
- rezistenţa la tracţiune

ale căror rezultate sînt cuprinse în tabela 6.

Diferenţele obţinute la densitatea aparentă a betonului între cuburile cu l = 10 cm şi 20 cm se pot justifica prin eficacitatea mai redusă a vibrării la cuburile cu l = 20 cm a căror masă este mai mare decît a cuburilor cu l = 10 cm.

Această observaţie ne-a fost de un real folos la confecţionarea curentă a dalelor.

Valoarea inferioară a densităţii aparente a betonului obţinută pe epruvetele confecţionate în laborator, faţă de valoarea impusă prin proiect, se datoreşte variaţiei densităţii sortului 8/15 şi folosirii nisipului de siliciu în locul nisipului de bazalt.

Tabela 5

Compoziţia betonului pentru cele 3 reţete folosite

Seria		Ciment		Factor a/c	Granulozitatea (în procente greutate)					OBS
		dozaj (kg/m³)	natura		0/1	1/3	3/8	8/15	Curba. nr.	
I	a	550	P500	0,33	12	13	30	45	3	Criblura este spălată
	b			0,31	25	—	40	35	4	
II	a	600	P500	0,33	12	13	30	45	3	Idem
	b			0,35	25	—	40	35	4	
III	a	650	P500	0,31	12	13	30	45	3	Idem
	b			0,32	25		40	35	4	

Tabela 6

Seria		Modul de compactare	Cuburi 10×10×10			Cuburi 20×20×20		Prizme	
			kg/m³	Rezistenţa compresiunii		kg/m³	Rezistenţa compresiunii 28 zile	Rezistenţa la tracţiune	
				7 zile	28 zile			7 zile	28 zile
I	a	Vibropresare	2 530	570	780	2 510	580	66	78
		STAS	2 390	383	513	2 420	461	72	75
	b	Vibropresare	2 504	677	750	2 503	630	71	92
		STAS	2 030	315	320	2 145	213	—	36
II	a	Vibropresare	2 500	532	770	2 492	677	63	99
		STAS	2 433	450	573	2 440	575	—	71
	b	Vibropresare	2 520	542	698	2 506	652	69	75
		STAS	2 307	470	—	2 440	543	—	73
III	a	Vibropresare	2 526	610	770	2 490	763	—	73
		STAS	2 460	560	698	2 425	700	—	66
	b	Vibropresare	2 555	590	790	2 504	756	—	78
		STAS	2 470	575	766	2 392	566	—	77

Rezistenţa la compresiune a fost determinată atît pe cuburi cu latura de 10 cm, cît şi pe cuburi cu latura de 20 cm, pentru a se urmări eficacitatea vibropresării (tabela 6).

Conductivitatea termică s-a determinat la aparatul Boock pe dale de 20×20×5 cm, obţinîndu-se rezultatele din tabela 8.

Valorile obţinute sînt corespunzătoare.

Rigiditatea dielectrică a fost determinată pe fîşii tăiate din dalele confecţionate în laborator.

Valoarea rezultată a fost cuprinsă între 1 ÷ 1,5 kV/mm, grosimea fîşiilor încercate variind între 5 şi 10 mm. S-au efectuat determinări şi pe roca de bazalt, în care caz s-a obţinut valoarea de 1 kV/mm rigiditate dielectrică.

Aceste valori sînt inferioare celei din proiect, care este de 5 kV/mm.

Întrucît rezultatele obţinute la această determinare difereau substanţial de prevederile proiectului, s-au făcut determinări cu acelaşi aparat pe dala eşantion trimisă de un furnizor francez.

Rezultatele obţinute pe această dală au fost de 0,5 şi 0,7 kV/mm, valoare care ne-a permis să considerăm rigiditatea dielectrică obţinută pe dalele noastre.

Modulul de elasticitate a fost determinat prin tensometrie rezistivă (punte tensometrică ORION EMG), obţinîndu-se rezultatele din tabela 9.

Tabela 7

Rezistenţa la uzură

Seria		Uzura (g/cm²)		STAS 451/61	Proiect
		medie	maximă		
I	a	0,209	0,276	medie: 0,3 max : 0,4	0,36
	b	0,170	0,240		
II	a	0,150	0,236		
	b	0,218	0,293		
III	a	0,220	0,296		
	b	0,205	0,230		

Tabela 8

Seria	kcal/m h°	Media	λ proiect
II-a	0,48 0,50	0,49	0,47±5%

Determinarea s-a efectuat conform STAS 5585—57, iar rezultatele obţinute concordă cu rezistenţa betonului şi a proiectului (tabela 9).

Rezistenţa la căldură (şoc termic)

Condiţia prevăzută în proiect, privind rezistenţa la căldură este ca betonul să reziste, la vîrsta de 90 zile, la o temperatură de 600°C, combinat cu lucru mecanic, şi la o temperatură de 800°C, necombinat cu lucru mecanic.

La noi în ţară nu există o metodă standardizată pentru această încercare, iar proiectarea nu a dat nici o indicaţie.

Tabela 9

Seria	E obţinut kg/cm²	E mediu kg/cm²	E proiect kg/cm²
I-b	255 000 261 000	258 000	240 000
II-a	306 000 285 000	295 000	240 000

Prin asimilare cu STAS 129—51 pentru cărămizi refractare, ţinînd seamă şi de condiţiile de exploatare, s-a stabilit următorul regim de încercare:

— încălzire în cuptor la 800°C timp de 20′
— răcire în aer la 20° timp de 1 h 20′.

Încercarea s-a efectuat pe beton întărit la 28 zile pe epruvete cubice cu latura de 7,07 cm, pînă la un număr de 15 cicluri.

În timpul încercării s-au observat următoarele fenomene:

— de la primul ciclu, betonul a prezentat fisuri superficiale care s-au adîncit uşor;
— după 15 cicluri, betonul a pierdut din greutate circa 2 %;
— rezistenţa la compresiune după 15 cicluri a înregistrat valori de 426; 460; 476 kg/cm².

De asemenea, s-a încercat şi următorul şoc termic:

— încălzire în cuptor la 800° timp de 40′
— introducere în apă timp de 3′
— răcire în aer la +20° timp de 30′.

În acest regim, epruvetele s-au distrus parţial (colţuri desprinse) după şase şi şapte cicluri.

În laborator s-a realizat numai şocul termic necombinat cu lucrul mecanic, regimul de încercare fiind sever şi apropiat de condiţiile de exploatare.

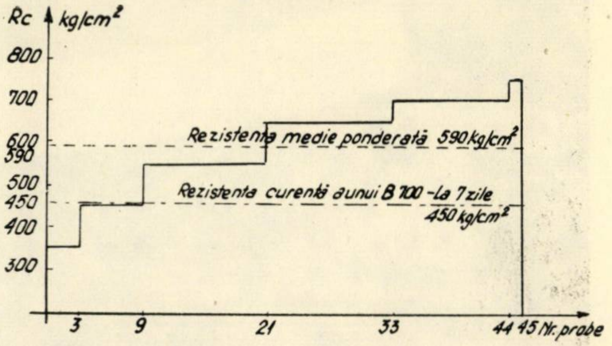


Fig. 3

Comportarea betonului cu criblură de bazalt a fost mult superioară faţă de a betonului obişnuit, ceea ce ne permite să afirmăm că are o rezistenţă bună la căldură (şoc termic).

În baza acestor rezultate s-a trecut la experimentarea reţetei, care a întrunit în ansamblu valori apropiate de cele prevăzute de proiect.

Unitatea de specialitate care a realizat dale de beton bazaltic a folosit în procesul tehnologic o instalaţie care să permită compactarea prin vibropresare.

Un amănunt important la confecţionarea acestor dale a fost regimul de păstrare imediat după decofrare şi anume de scufundare în apă minimum 7 zile.

Avînd în vedere noutatea produsului, cît şi caracteristicile deosebite şi pretenţioase cerute, s-a urmărit zilnic realizarea rezistenţei la compresiune, la tracţiune şi la uzură prin prelevare de probe.

Astfel, din 45 serii încercate la şapte zile, trei serii au realizat 50—60% din marca prescrisă, restul situîndu-se în jurul valorii de 90—100% din marca prescrisă, ceea ce confirmă posibilitatea de realizare, în producţie curentă a unor dale de pardoseală din beton simplu cu rezistenţe mari (fig. 3).

Dalele de beton, confecţionate pe scară industrială după reţeta Laboratorului central de către fabrica Granitul—Bucureşti, au fost folosite, aşa cum a fost proiectat la hala de electroliză a Uzinei de aluminiu Slatina, încă din anul 1965, cu rezultate mulţumitoare.

DOCUMENTARE

CONSTRUCŢII NOI LA EXPOZIŢIA DE LA MONTREAL 1967

Între 28 aprilie şi 27 octombrie 1967 la Montreal, va fi deschisă Expoziţia Universală, denumită pe scurt „Expo 67". Cele peste 70 ţări precum şi numeroase organizaţii internaţionale şi firme se vor strădui să prezinte exponate cît mai interesante, axate pe tema generală a expoziţiei: „Pămîntul şi oamenii". Dar pe lîngă interesul general al exponatelor, cu ocazia expoziţiei se vor realiza şi o serie de construcţii interesante reprezentînd ele însele obiecte de expoziţie prin arhitectura lor şi soluţiile constructive adoptate.

În cele ce urmează se prezintă aspecte arhitecturale şi constructive ale unor pavilioane şi ale altor construcţii realizate cu prilejul Expoziţiei Universale de la Montreal 1967.

Ţara organizatoare, Canada, construieşte cel mai mare pavilion din cadrul expoziţiei, cu o suprafaţă de 85 000 m².

În centrul pavilionului se va afla un aşa zis „Katimavik", ceea ce înseamnă „loc de reuniune' în limba eschimoşilor şi care va fi acoperit cu o copertină în formă de piramidă întoarsă, cu înălţimea de 33 m şi laturile de circa 58 m.

Societatea de aviaţie Air Canada dezvoltă în pavilionul ei tema: Istoria aviaţiei şi cucerirea spaţiului de către om. Însăşi construcţia pavilionului evocă ideea zborului, clădirea avînd forma unei uriaşe elice, cu un ax central şi plăci de consolă. Lungimea plăcilor în consolă variază între 9,15 şi 24,4 m. Pavilionul celulozei şi hîrtiei canadiene are un acoperiş format din 44 de piramide verzi, care simbolizează o pădure, amintind prin aceasta vizitatorului de vastele resurse forestiere ale Canadei, pe baza cărora s-a dezvoltat industria de celuloză şi hîrtie. O uriaşă sculptură din material plastic armat cu fibre de sticlă, reprezentînd un rulou de hîrtie desfăşurat în spirală, marchează intrarea în pavilion. Pe lîngă pavilioanele provinciilor canadiene, grupate în jurul lacului Regata, un pavilion special este dedicat indienilor din Canada. Acest pavilion se prezintă sub forma unui turn cu înălţimea de circa 30 m, executat din lemn şi oţel. Turnul are forma hexagonală, simbolizînd cele şase culturi indiene din Canada. Accesul la turn se face printr-o serie de clădiri mai mici, reprezentînd versiuni stilizate ale diferitelor tipuri de locuinţe indiene. Clădirile mici sînt unite între ele şi se ridică în spirală. Suprafeţele pereţilor lor sînt bogat decorate cu picturi murale.

Pavilionul Franţei va fi amplasat pe insula artificială Nôtre Dame, în mijlocul fluviului Sf. Laurenţiu. Arhitectul Jean Fougeron, care l-a proiectat, a

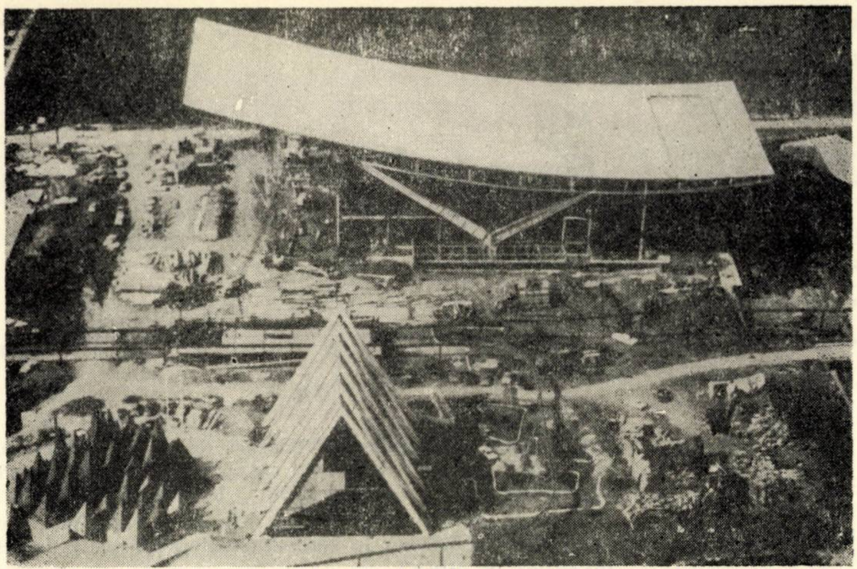
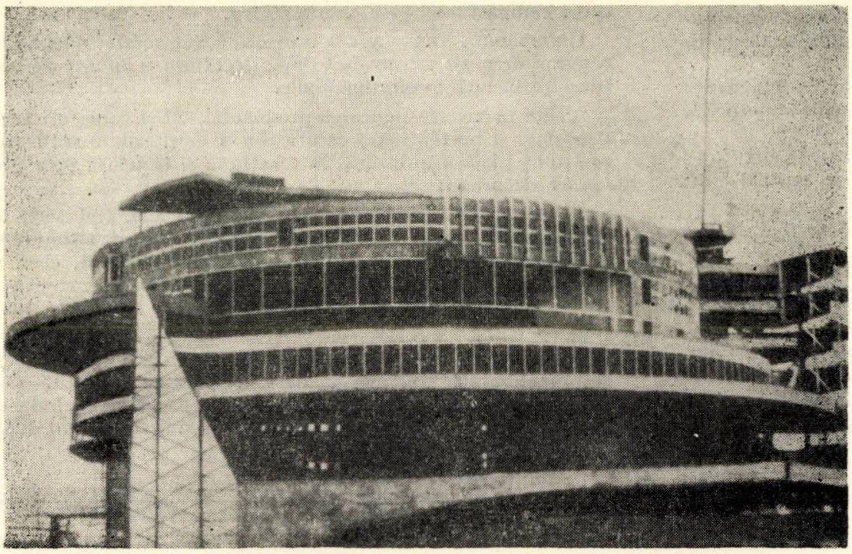
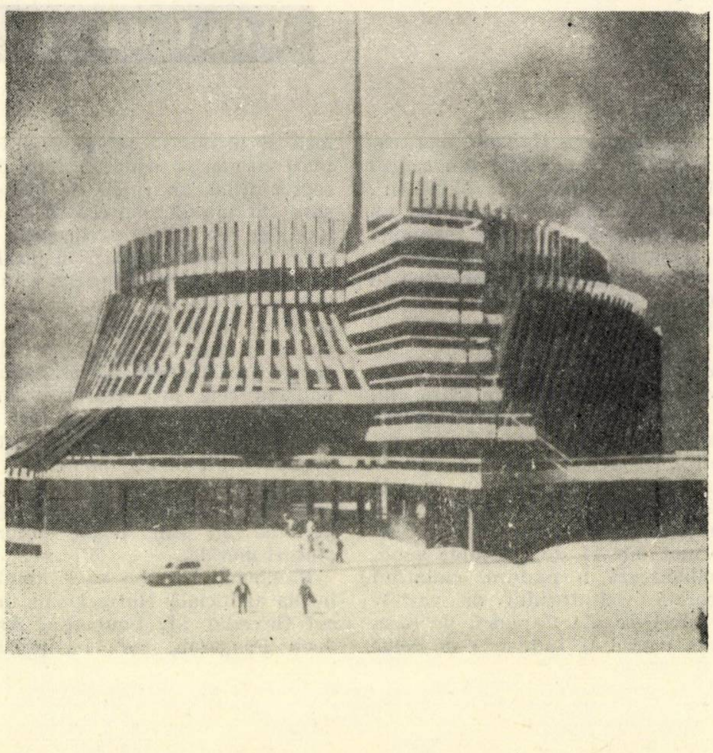


Fig. 1. Pavilionul U.R.S.S. în curs de construcţie. În faţă se vede pavilionul industriei celulozei şi hîrtiei canadiene şi expoziţia produselor de oţel



a **Fig. 2.** Pavilionul Franţei a) macheta; b) în curs de construcţie *b*



definit astfel concepţia care a stat la baza realizării sale: „Pavilionul Franţei de la Montreal trebuie să aibă o faţă de care să-ţi aduci aminte chiar fără să-l fi vizitat. El trebuie să aibă o personalitate franceză, exprimată doar prin arhitectură, să devină o veritabilă sculptură''. Pentru materializarea ideii sale arhitectul a realizat o construcţie uşoară, cu mult aluminiu şi sticlă, care să sugereze un vapor aşezat pe sol şi pe apa lagunei. Structura aparentă din oţel a clădirii susţine şapte planşee circulare de diferite dimensiuni, cel mai mare avînd diametrul de 65 m. Suprafaţa totală a planşeelor este de 22 450 m², iar înălţimea întregii clădiri este de 32 m, fiind dominată de un catarg cu înălţimea de 25 m.

Este interesant de arătat că, deşi clădirea este de o formă foarte complexă şi construcţia ei a necesitat circa 2 000 de tone de oţel, proiectanţii au reuşit să obţină expresia arhitecturală şi plastică dorită, cu o tramă interioară regulată de stîlpi de 7,30 × 7,30 m. Scheletul de rezistenţă a fost proiectat din oţel şi beton armat.

La aspectul general al clădirii au o contribuţie însemnată lamelele „brise-soleil'' care pe lîngă destinaţia lor de protecţie împotriva razelor solare au şi o funcţiune estetică. Aceste lamele, executate din profile de aluminium eloxat, sînt solidarizate cu structura într-un singur punct pentru a permite deplasarea lor liberă în cazul dilatării sub acţiunea temperaturii sau a deformării structurii.

Circulaţia principală în interiorul pavilionului este asigurată de opt scări mecanice cu lăţimea de 1,20 m, cu o capacitate de transport de 6 000 — 8 000 persoane pe oră.

Opt săli de cinematograf vor prezenta în permanenţă un film cu diferite aspecte ale activităţii franceze, în timp ce o altă sală de cinematograf este destinată filmelor alese în funcţie de circumstanţe sau pe bază de cerere.

Pavilionul Uniunii Sovietice, cu suprafaţa de 13 000 m², este unul din cele mai mari din cadrul Expoziţiei. El este amplasat pe insula Nôtre Dame, în faţa pavilionului Statelor Unite de care este separat de canalul Le Moyne. Peste canal s-a construit un pod pentru pietoni denumit „pasarela cosmică'' în cinstea contribuţiei pe care cele două ţări au adus-o la cucerirea spaţiului cosmic.

Scheletul metalic al pavilionului sovietic are o alură dinamică; acoperişul de formă dreptunghiulară în plan, reazemă pe doi suporţi aparenţi în formă de V. Laturile lungi ale acoperişului, cu lungimea de circa 137 m, se curbează în sus pornind de la suporţi, înălţimea acoperişului atingînd circa 22 m la un capăt şi circa 42 m la celălalt capăt. Curbura laturilor lungi ale acoperişului, absenţa suporţilor pe faţadele principale şi pereţii suspendaţi din panouri mari din sticlă conferă întregii construcţii o impresie de supleţe.

În cadrul pavilionului, va funcţiona un cinematograf de 600 de locuri şi un restaurant de 1 100 locuri.

La Expoziţia Internaţională de la Bruxelles din anul 1958 R. S. Cehoslovacia a primit premiul întîi pentru cel mai reuşit pavilion. Şi la Expo 67 R.S.

Cehoslovacia prezintă un pavilion foarte interesant.

Construcţia constă din două corpuri principale, sala de expoziţie şi restaurantul, unite de o clădire de înălţime mai redusă. Exteriorul pavilionului scoate în evidenţă posibilităţile largi de utilizare a sticlei şi ceramicii cehoslovace ca material de construcţie; scheletul de oţel al construcţiei a fost prefabricat în Cehoslovacia şi transportat la Montreal.

Pavilionul Japoniei este amplasat pe malul fluviului Sf. Laurenţiu, în faţa oraşului Montreal. Proiectul pavilionului reprezintă o interpretare modernă a arhitecturii tradiţionale japoneze, utilizînd linii drepte şi organizarea asimetrică a spaţiului. Construcţia s-a executat din grinzi de beton precomprimat aduse din Japonia. Întreaga clădire s-a executat în şase luni şi apoi, după închiderea expoziţiei, se demontează şi se transportă înapoi în Japonia. În afara celor trei săli de expoziţie, situate la niveluri diferite, care se vizitează coborînd succesiv de la una la alta, pavilionul mai cuprinde o grădină japoneză şi un restaurant.

Pavilionul R.F. a Germanei este format dintr-o uriaşă pînză din material plastic, susţinută de o reţea de fire de oţel, întinsă între o serie de piloni de diferite înălţimi. Pînza din material plastic este transparentă lîngă piloni şi translucidă în rest, permiţînd trecerea unei lumini aurii analoge luminii solare, fără a permite însă trecerea căldurii. Atunci cînd condiţiile atmosferice permit, pînza se poate ridica, lăsînd interiorul pavilionului deschis în toate părţile. Pe timp friguros, încălzirea este asigurată de radianţi cu raze infra-roşii.

Cele cinci ţări scandinave şi nordice: Danemarca, Islanda, Finlanda, Norvegia şi Suedia au construit un pavilion comun. Clădirea pavilionului are o formă pătrată în plan. Elementele uşoare din beton prefabricat utilizate pentru pereţi şi acoperiş, luminatoarele şi alte elemente au fost confecţionate în ţările respective şi expediate la Montreal. Pavilionul se distinge prin utilizarea lemnului la pereţii exteriori.

Pavilionul S. U. A., proiectat de cunoscutul arhitect Buckminster Fuller, are forma unui bulb uriaş cu diametrul de 76 m şi înălţimea de circa 57 m. Un schelet din metal uşor suportă un înveliş exterior din diferite tipuri de materiale plastice şi sticlă.

În interiorul pavilionului sînt amplasate platforme pentru prezentarea exponatelor, deservite de scări rulante.

Nota dominantă a pavilionului Austriei o reprezintă un catarg cu înălţimea de circa 50 m, care se ridică din mijlocul clădirii. Structura pavilionului este alcătuită din elemente prefabricate de aluminiu, de formă triunghiulară sau hexagonală şi din panouri servind simultan ca elemente portante, pereţi exteriori şi pereţi interiori. Nivelul superior de formă octogonală în plan cuprinde sala principală de expoziţie şi un teatru cu 250 locuri.

Marea Britanie prezintă un pavilion plin de simbolism. Prin forma sa de stîncă înaltă care se ridică din mijlocul apei, pavilionul aminteşte vizitatorului că englezii sînt un popor insular. Construcţia are înălţimea de circa 60 m, iar suprafaţa interioară sugerează o lucrare

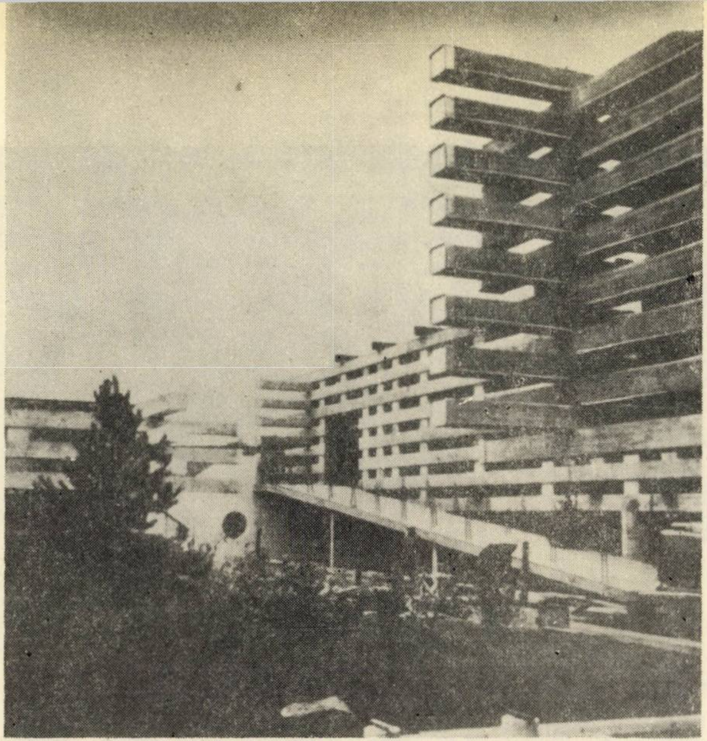


Fig. 3. Pavilionul Japoniei în curs de construcţie

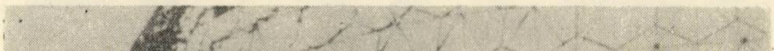
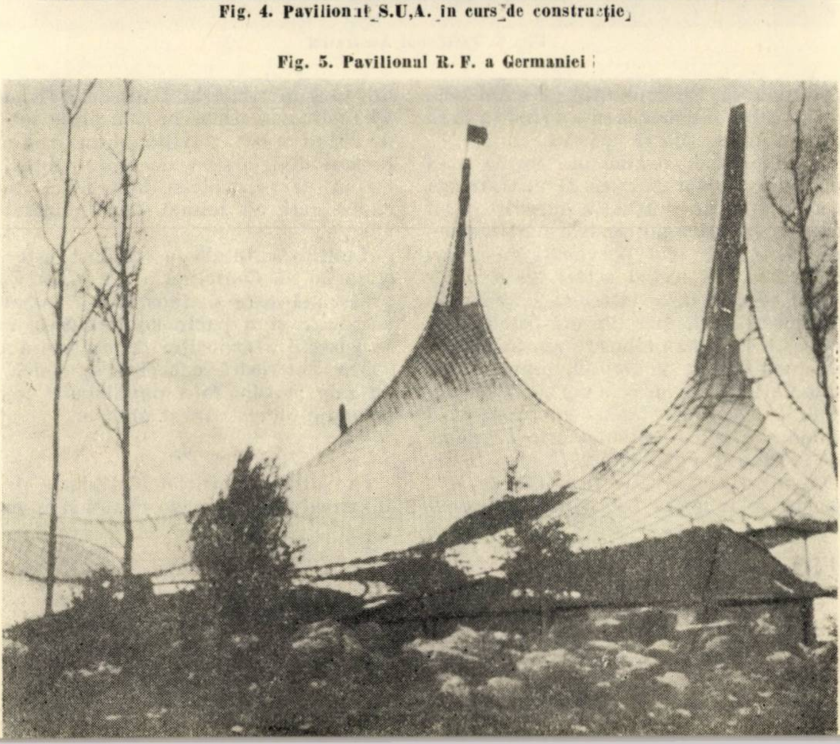


Fig. 4. Pavilionul S.U.A. în curs de construcţie

Fig. 5. Pavilionul R. F. a Germaniei



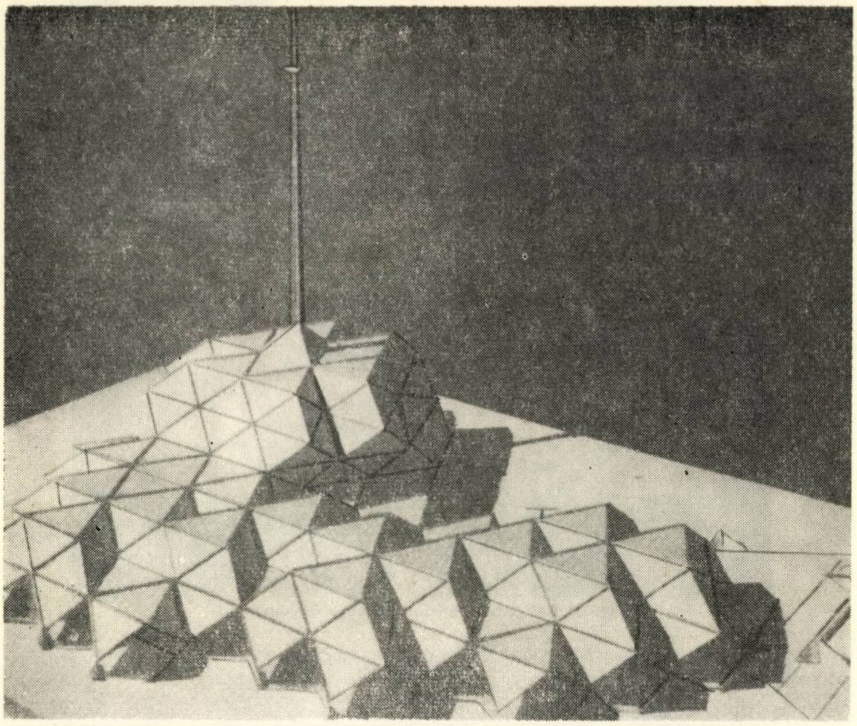


Fig. 6. Pavilionul Austriei (machetă)

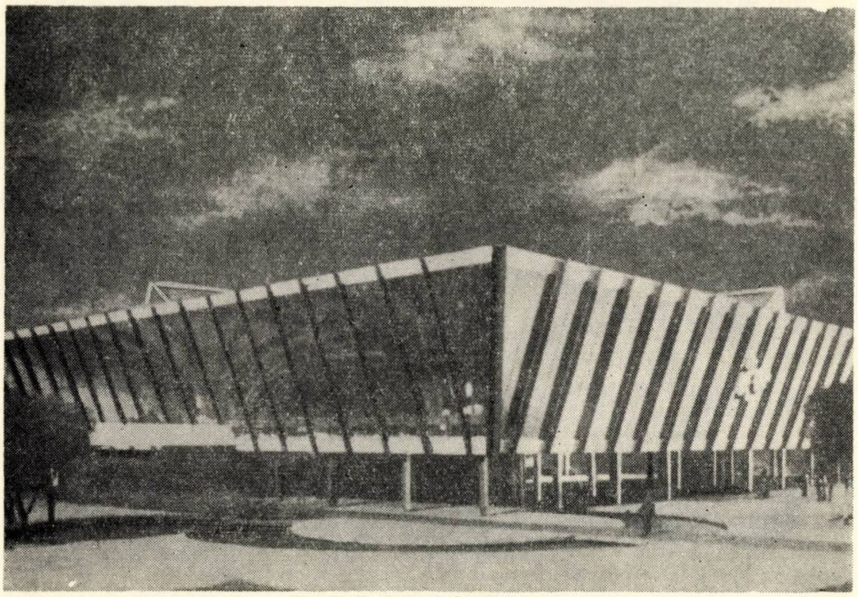


Fig. 7. Pavilionul Australiei

neterminată. Clădirea este executată din oţel, beton şi azbociment, avînd la bază un perete de piatră masivă.

Pavilionul Australiei are forma unui pătrat cu latura de circa 41 m. Întreaga construcţie este susţinută de patru stîlpi care se evazează puternic la partea superioară. Stîlpii sînt prevăzuţi cu goluri interioare, permiţînd astfel trecerea luminii în jos prin întreaga clădire. În acelaşi timp, fiecare din cei patru stîlpi serveşte şi pentru alimentarea instalaţiei de condiţionare a aerului, amplasată la subsolul clădirii, iar prin nervuri de lemn, aplicate pe suprafeţele exterioare ale stîlpilor, aerul condiţionat este distribuit în interiorul pavilionului.

Printr-o construcţie deosebit de originală se remarcă pavilionului Mexicului, ţara în care arhitectul Felix Candela îşi realizează celebrele sale pînze subţiri de beton armat. Pavilionul mexican este format dintr-o serie de pînze subţiri, în formă de paraboloizi hiperbolici, între cadre care au numai două puncte de sprijin.

Înălţimea totală a clădirii este de circa 20 m. Construcţia are o parte supraterană care adăposteşte exponatele obişnuite şi o parte subterană în care se găseşte o expoziţie de sculptură din epoca anterioară cuceririi spaniole. Pe un mic lac din faţa pavilionului se va amenaja un restaurant plutitor.

★

În cadrul Expoziţiei Universale de la Montreal 1967 se va desfăşura şi un mare festival mondial care va reuni ansamblurile artistice şi solişti de renume mondial. Pentru cei 5 milioane de spectatori aşteptaţi la diversele manifestări ale Festivalului, se construiesc noi săli de teatru şi concert, un stadion de 25 000 de locuri etc.

O dată cu Expoziţia Universală se va putea vizita şi ansamblul de locuinţe Habitat 67. Acest original complex de locuinţe, cuprinzînd 158 de apartamente, realizat din elemente prefabricate spaţiale, este descris într-un alt articol din revistă.

The Architect and Building News

nr. 43 şi 45/1966,

FABRICA ELMAG LA MILANO

Această clădire este un exemplu de prefabricare integrală (fig. 9). Ea este constituită din elemente prefabricate, în afară de fundaţii care au fost turnate pe loc.

Odată construită fundaţia, timpul de montaj al structurii în ansamblu a fost de 15 zile.

Schema statică este foarte simplă: Stîlpi încastraţi la bază lungi de 8,57 m, grinzi rezemate pe piloţi cu o deschidere liberă de 14,70 m (înălţimea medie de 1,10 m), elemente de acoperiş în formă de T (late de 1,50 m, înălţimea variind între 0,30 m în mijloc şi 0,20 m la extremităţi) reazemă pe grinzi cu deschiderea liberă de 7,80 m (fig. 8).

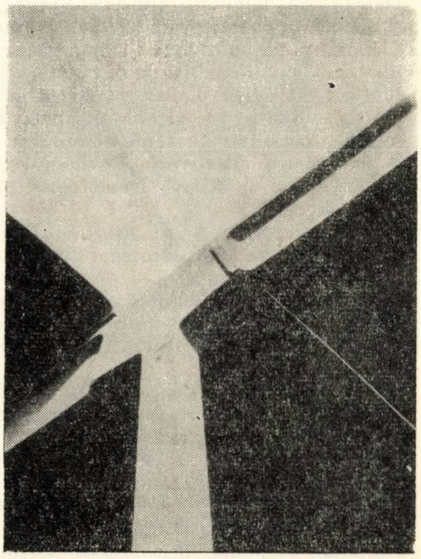


Fig. 8

Stîlpii sînt confecţionaţi din beton armat obişnuit, în timp ce grinzile şi elementele de acoperiş sînt din beton precomprimat (precomprimarea este făcută cu fire aderente, unele cu 42 de toroane cu fire Ø5/16", iar altele cu 12 cabluri cu firele de 3 × 30/10).

Această construcţie poate fi extinsă ulterior în două direcţii şi fiecare element a fost studiat în acest scop. Astfel, secţiunea stîlpilor se continuă pînă la ni-

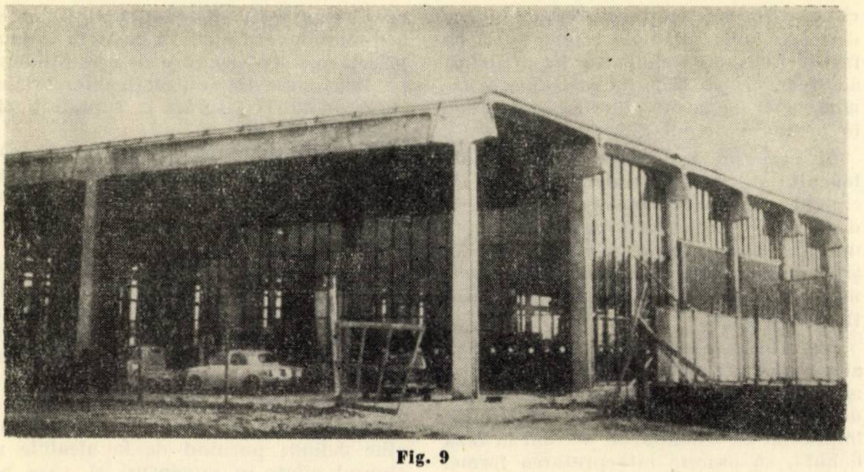


Fig. 9

velul planului de sprijin al grinzilor şi permite pe lîngă aceasta sprijinirea elementelor de acoperire în două sensuri.

„Realizări italiene în ciment armat precomprimat" (1966)

CONSTRUCŢIE DIN BETON CU CIMENT ALB

La Middleton (Anglia) s-a construit în urmă cu doi ani o nouă clădire a primăriei, care a constituit un experiment. Faţadele din beton de ciment alb au permis să se studieze cum evoluează în timp aspectul acestui material.

În concluzie, s-a constatat că faţadele au păstrat albul de origină, în afară de o porţiune de perete bătută de ploaie care a devenit gri.

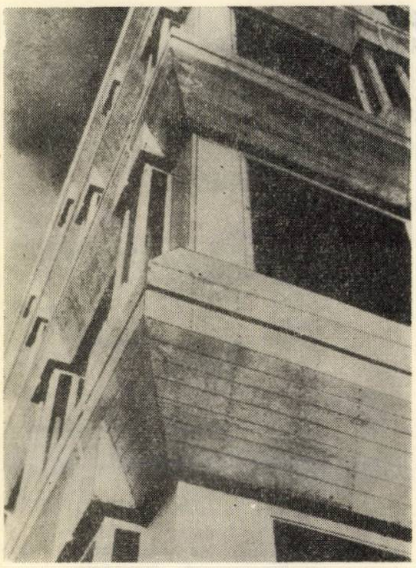


Fig. 10

Dacă folosirea betonului alb şi rezultatele satisfăcătoare obţinute sînt importante, într-o ţară celebră prin atmosfera sa umedă, nu este lipsit de interes nici montajul elementelor prefabricate care constituie faţadele.

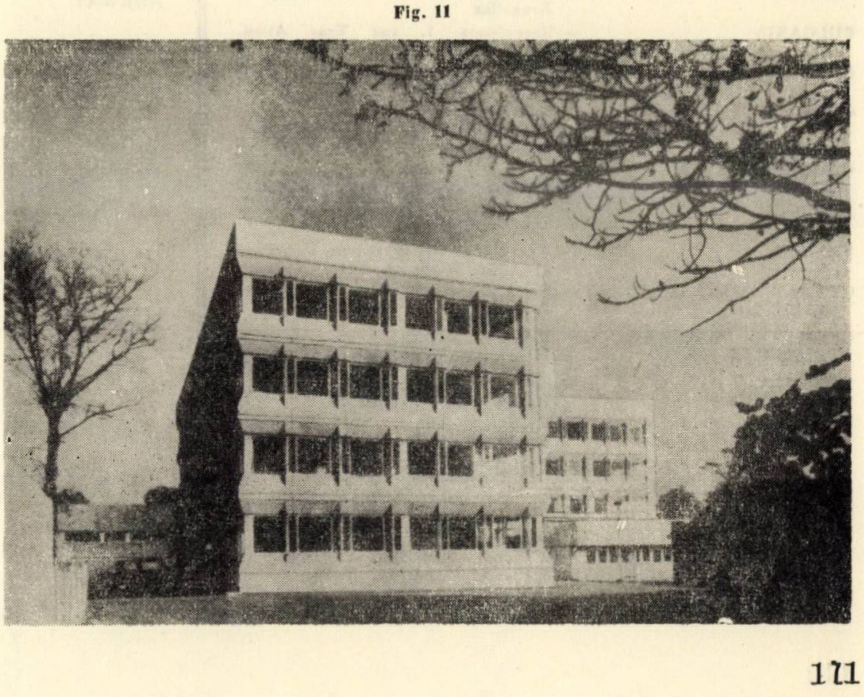
Aceste elemente, înalte de 1,44 m şi late de 1,95 m, sînt bulonate de extremităţile dalelor de planşeu ; ele servesc de parament zidurilor portante şi îmbracă marginea planşeului şi rebordul grinzii de legătură. Aceste panouri prefabricate, groase de 7,5 cm pe marginile superioare şi inferioare şi de 11,5 cm la mijloc, au un profil care dă faţadelor un relief accentuat. Ele sînt turnate în tipare formate din frize de lemn nefinisate, care îşi lasă amprenta pe beton. Acest aspect rugos a fost în mod special căutat pentru a da viaţă materialului, păstrînd totuşi un stil sobru (fig. 10).

Altă particularitate a acestei construcţii este dispoziţia stîlpilor scheletului, care nu corespunde deloc cu cea a elementelor verticale ale faţadei. Astfel, aceste elemente „stîlpi" exteriori, de secţiune pătrată, nu au nici o funcţiune structurală (şi aceasta pentru că aceste volume sînt vitrate pe trei feţe) ; ei sînt ferestre de aerisire (fig. 11).

Astfel avem de-a face cu o faţadă care, cu tot aspectul său viguros, nu este portantă ; ea este situată în faţa osaturii construcţiei, îmbrăcînd-o ca o faţadă de tip „cortină".

Bâtir, nr. 154, februarie 1967

Fig. 11



STUDIU FIZICO-CHIMIC AL PRIZEI CIMENTULUI

Începînd cu anul 1948, Institutul Eduardo Torroja pentru construcţii şi ciment din Madrid a început studii fizico-chimice asupra prizei (şi a întăririi) cimentului, fie în pastă pură, fie în mortare sau betoane.

Primele lucrări au fost dirijate pentru stabilirea noilor tehnici, mai în acord cu natura fizico-chimică a fenomenului de priză decît tehnicile clasice, în scopul de a determina într-un mod mai puţin empiric începutul şi sfîrşitul prizei.

Noile tehnici încercate au fost bazate pe variaţia parametrilor electrici de la începutul amestecării pînă la rigidizarea practică a pastei în acord cu ceea ce s-a definit uzual ca sfîrşitul prizei. Variabilele electrice studiate au fost : 1) rezistenţa (sau conductivitatea) şi 2) constanţa dielectrică a pastei.

S-a mai studiat evoluţia umidităţii în pasta care se hidratează, măsurînd rezistenţa electrică a unui mic bloc de ipsos introdus în pasta de ciment.

Rezultatele acestor studii au prilejuit, începînd cu anul 1950, publicarea unor articole în revistele ştiinţifice şi tehnice din Spania şi din străinătate (Journal of the American Concrete Institute, Zement-Kalk-Gips, Silicates Industriels, Cahiers du Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques).

Primele articole publicate au prezentat studiile variaţiei conductivităţii pastei de ciment (portland şi aluminos), realizate de Dr. J. Calleja. Ele au fost urmate de articole referitoare la studii ale variaţiilor dielectrice.

Aceste studii au făcut parte din teza de doctorat a Dr. J. Tobio.

Cele mai importante concluzii şi rezultate publicate asupra acestor studii sînt :

1. Variaţiile în timp, fie ale conductivităţii, fie ale constantei dielectrice (admitenţei) ale pastei de ciment, dau curbe

care pun în evidenţă un punct caracteristic, care corespunde la sfîrşitul prizei, aşa cum este determinată prin mijloace mecanice.

2. Punctul caracteristic al curbei de conductivitate coincide în timp cu punctul caracteristic al curbei constantei dielectrice şi ambele coincid cu maximul de temperatură, cu atît mai mult cu cît condiţiile experimentale sînt adiabatice.

3. Situaţia punctelor caracteristice pe curbele respective este influenţată de condiţiile experimentale, de exemplu : cantitatea de apă de amestec, natura şi proporţia aditivilor modificatori ai timpului de priză, temperatura, proporţia de zgură a cimenturilor cu asemenea adaos, proporţia de ghips, prezenţa clorurii de calciu etc.

Aceasta permite să se aplice noile tehnici şi la studiul cantitativ al acestor influenţe.

4. În ceea ce priveşte acest ultim punct, s-a determinat cantitativ influenţa acceleratoare a temperaturii asupra prizei prin încălzirea, fie uscată în etuvă, fie umedă şi sub apă, fie electrică prin efectul Joule.

S-a studiat de asemenea priza cimentului în condiţii izotermice, pentru a elimina influenţa temperaturii. S-a putut constata în această privinţă că, dacă punctele caracteristice ale sfîrşitului prizei ies mai puţin în evidenţă în condiţii izotermice decît în condiţii obişnuite sau aproape adiabatice, totuşi aceste puncte există. Aceasta înseamnă că apariţia acestor puncte caracteristice deşi este influenţată de temperatură ca factor fizic, nu trebuie să fie atribuită acesteia, ci mai degrabă factorilor şi fenomenelor de natură chimică care au loc în pastă în timpul hidratării.

5. Variaţiile rezistenţei electrice ale blocului de ipsos introdus în pasta de ciment pun în evidenţă variaţiile umidităţii acestuia, care prezintă o valoare minimă, corespunzînd aproape cu sfîrşitul prizei şi care este în acord cu minimul curbelor de rezistenţă electrică-timp din pastă.

Aceasta înseamnă că mişcarea şi variaţia umidităţii libere, adică sucţiunea şi absorbţia şi chiar legarea chimică a apei de către ciment trebuie să contribuie, împreună cu schimburile de ioni în faza lichidă, să uşureze interpretarea formei curbelor.

Toate aceste studii, întrerupte în anul 1961, au fost reluate recent, în special în ceea ce priveşte conductivitatea electrică a pastelor. Rezultatele parţiale obţinute pînă în prezent nu pot fi încă publicate, dar se poate afirma că a fost elaborată o metodă de înregistrare grafică şi automată a curbelor şi de urmărire în paralel a evoluţiei chimice a pastei cu ajutorul analizei difracţiei razelor X şi eventual a analizei tehnice diferenţiale şi infraroşii.

Pentru moment, cu ajutorul difracţiei razelor X s-au putut constata fenomene de separare a apei la suprafaţa pastei dînd loc la eterogenităţi de natură chimică în ceea ce priveşte distribuţia alcaliilor şi a compuşilor sulfataţi în paste în timpul prizei. Această separare de apă produce pe lîngă aceasta contracţii diferenţiale, care conduc la fisurări la suprafaţa cimentului întărit.

În cursul reuniunii Grupului de Legătură al Cembureau de la Paris în anul 1965, prezidată de domnul Joisel, au fost prezentate rezultatele şi concluziile acestor studii.

Mai recent, aplicarea analizei prin difracţia razelor X la fenomenele de separare a apei la suprafaţa cimentului a permis lui F. Triviño să constate prezenţa aftihilalitului, un sulfat dublu de potasiu şi de sodiu avînd formula $3SO_4K_2-SO_4Na_2$, care se formează în timpul prizei pastelor pure ca un produs chimic bine definit, pornind de la alcaliile şi ghipsul aflate în cimenturi şi care pe lîngă aceasta, este unul dintre produsele formate şi conţinute în eflorescenţele alcaline de natură sulfatică.

Se nădăjduieşte că, într-un viitor nu prea depărtat, să se poată da o interpretare a curbelor obţinute prin noile tehnici de studiu şi astfel să se aducă o contribuţie la cunoaşterea mai precisă a fenomenului complex fizico-chimic al hidratării cimentului. În acest scop sînt binevenite observaţiile şi orice fel de informaţii venite din partea cercetătorilor din acest domeniu al ştiinţei şi tehnologiei cimentului.

Caiet de cercetări IETCC nr. 3
ianuarie 1967, Madrid.

DO NOT FORGET TO RENEW YOUR SUBSCRIPTION TO
„REVISTA CONSTRUCŢIILOR ŞI A MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII" for 1967
Write directly to
„CARTIMEX", P.O.B. 134—135, Bucharest, ROMANIA,
or get in touch with its representatives in your country at the following addresses :

ALBANIA	— **Ndermarja Shtetnore e Botimeve, Tirana**
AUSTRIA	— **Globus Buchvertrieb, Salzgries 16, Wien XX**
BELGIUM	— **Du Monde Entier, 5, Place St. Jean, Bruxelles**
BULGARIA	— **Raznoiznos, 1, rue Tzar Assen, Sofia**
CHINA	— **Waiwen Shudian POB 88, Peking**
CUBA	— **Cubartimpex Calle Ermita 48, San Pedro, Habana**
CZECHOSLOVAKIA	— **Artia Ve Smenkach 30, Praha I**
FINLAND	— **Akateminen Kirjakauppa POB 128, Helsinki**
FRANCE	— **Messageries de la Presse Parisienne 111. Rue Réaumur, Paris 2-e**
GERMAN DEMOCRATIC REPUBLIC	— **Deutscher Buch Exp. u. Import, Leninstrasse 16, Leipzig 701**
GERMANY, FEDERAL REPUBLIC OF	— **Kubon & Sagner P.O.B. 68, München 34**
HUNGARY	— **Kultura P.O.B. 149. Budapest 62**
ISRAEL	— **Haiflepac Ltd. 11 Arlosoroff Street, Haifa** — **Lepac. 15, Rambam St., Tel Aviv**
ITALY	— **So. Co. Lib. Ri Export-Import Piazza Margana 33, Roma**
JAPAN	— **Nauka Ltd. 2 Kanda Zimbocho 2 Chome Kiyoda-ku, Tokyo**
MONGOLIA	— **Mongolgosknigotorg Ulan Bator**
KOREA, PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC OF	— **Chulphanmul Phenian**
NETHERLANDS	— **Meulenhoff Beulingstraat 2, Amsterdam**
NORWAY	— **Norsk Bogimport P.O.B. 3267, Oslo**
POLAND	— **Ruch ul. Wilcza 46, Warszawa**
PORTUGAL	— **Libreria Buchholz Avda. Liberdade, Lisboa**
SPAIN	— **Libreria Herder Calle de Balmos 26, Barcelona**
SWEDEN	— **D. C. Fritze Fredgatan 2, Stockholm 16**
SWITZERLAND	— **Pinkus & Cie. Froschaugasse 7, Zürich**
UNITED KINGDOM	— **Collet's Holdings Ltd. Denington Industrial Estate Wellingborough, Northants**
U.S.A.	— **Fam Book Service, 69 Fifth Avenue, Suite 8 F New York 10003, N. Y** — **Continental Publications, 111, South Mermanee Ave. St. Louis, Missouri 63105**
U.S.S.R.	— **Mejdunarodnaia Kniga, Moscow G — 200**
VIETNAM, DEMOCRATIC REPUBLIC OF	— **So Xunt Nhap Khap Sach Bao Hai Ba Trung 32, Hanoi**
YUGOSLAVIA	— **Jugoslovenska Kniga Terazije 27, Beograd** — **Forum 1 Vojvode Misica, Novisad** — **Prosveta Terazije 16/1, Beograd**

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1983

1967 JUL 28

R

ALVA

1967 3

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCŢII
ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCŢIILOR ŞI A MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII

E 1688

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

3

1967

VOLUMUL 21. Nr. 3
MARTIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. ing. Dumitrescu F. Dan, candidat în științe tehnice (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, ing. Scarlat Adrian, candidat în științe tehnice

SUMAR

V. NICOLAU, D. DUMITRESCU, L. LÖBEL, M. TANNENBAUM, M. WEISSEBERG

Unele rezultate ale studiilor privind calculul elementelor de construcții din beton, beton armat și beton precomprimat efectuate în perioada aplicării condiționate a normativului de calcul P. 8—62. 11

V. NICOLAU, M. WEISSENBERG

Simplificări privind aplicarea practică a calculului deschiderii fisurilor și a calculului săgeților la elemente de beton 11

A. CAZACLIU, D. NELEPCU

Ferme din beton armat precomprimat realizate cu continuitate în cadrul secțiunilor tip de hale industriale cu trame de 18 x 12m și 24 x 12m 12

I. MIHAI

Considerații asupra realizării rezervoarelor asamblate din panouri prefabricate . . . 132

A. STEOPOE

Agregatele silicioase în betoane 142

V. MARIN, V. ȚĂRUȘ, I. RUBIN

Automacara turn AM—5 T 1,5 pentru construcții 145

V. PETCU

Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe colțuri 154

A. MIHUL, C. LEONTE, C. CAPATU și A. CUCIUREANU

Precomprimarea elementelor liniare din beton armat prin încărcare 156

NOTE

CRONICA

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii“ şi „Arhitectura“

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

SUMMARY

V. NICOLAU, D. F. DUMITRESCU, L. LOBEL, M. TANNENBAUM, M. WEISSENBERG: Some conclusions drawn as a result of studies carried out on calculations involved in plain, reinforced and prestressed concrete structures, during the period of applicability of the Computing Conditioned Standard P. 8–62.

In recent years an ever increased use is being made in Romania of the limit state method of calculation; a special Standard – of a conditioned applicability – gives the necessary recommendations for its use when calculating civil and industrial buildings in plain, reinforced and prestressed concrete. The article presents the conclusions reached as a result of investigations carried out during the conditioned applicability period of the Standard with the aim to establish a firm ground for the final and general prescriptions to be introduced. There are described:

– some additions that were found necessary;

– some simplifications of the computing procedure, particularly for the current cases;

– some data concerning the economic efficiency based on a comparison between the results obtained for a number of designs calculated both through the limit state and through the breaking methods.

V. NICOLAU, M. WEISENBERG: Simplifications brought to the calculation of crack openings and sags in reinforced concrete elements.

Starting from the relations given in the tentative standard ,,Calculation and structural arrangement of plain, reinforced and prestressed concrete elements for civil and industrial building" P. 8–62, simple check-criteria are established which settle boundaries for a great number of currently encountered cases when calculation of crack openings and sags are no more required.

For crack opening, the ratios between the percentage of reinforcement and the diameter of the latter beyond which the calculation is no more necessary are given for sags the percentage of reinforcement under which computing calculations may be dispensedw ith is givenanda diagram is shown to serve as an aid in case it is still necessary to carry out computing operations.

Some comparisons are also made with prescriptions included in national specifications of other countries and international recommandations.

A. CAZACLIU, D. NELEPCU: Continuous trusses in prestressed reinforced concrete integrated in standard sections of industrial halls with a 18×12 m and 24×12 m nets.

The new typified universal sections for industrial halls, made in prestressed concrete trusses, have been so designed as to generate elastic structures with rigid knots; this solution generally provides for a strength provision against seismic loads and also allows for an economical dimensioning of the prefabricated pillars. To this end, the prestressed concrete trusses, both transversal and longitudinal to the structure, were produced so as to take a continuous bearing on their supports.

The article describes the way of achieving the continuity for the trusses, the production stages, the successive loads to which trusses are submitted, the assumptions and procedure of calculation applied and also some specific constructive problems.

Results obtained in the tests carried out, the advantages and the back ground of the solution adopted are also described.

I. MIHAI: Some considerations on assembled tanks made out of prefabricated panels.

Some aspects characteristic to the calculation and constructional design of walls as compared to those of tanks in monolithic reinforced concrete are described.

Theoretic and practical recommandations are given when analysing the problems rised by the presence of joints in the structure.

A critical analysis is given of prestressing procedures with internal beams or binding beams wrapped around the back of the tank.

The final part presents some constructional aspects of a general nature (materials, geometry and sizes, prefabricated elements, foundation mat, roofing, heat protection etc.).

AL. STEOPOE: Siliceous aggregates in concretes.

The fine siliceous fraction in aggregates considerably affects the technical properties of concretes.

Beyond a certain fineness, all siliceous aggregates have an active behaviour. The activity depends on the amount of the fine fraction and also on the active silicon dioxid present in the material. Such fine fractions have a favourable bearing on concretes when used in a dry medium.

V. PETCU: Plastic design calculation of rectangular reinforced concrete slabs supported at the corners.

The author determines the bearing capacity of rectangular reinforced concrete slabs supported at the corners and submitted to loads uniformly distributed all over their surface. To this end, use is made of the rupture lines theory, associated to the criterion of the minimal redistribution. The results obtained are taken as a basis for establishing simple rules which could be used to determine the momenti for calculating such structural elements.

A. MIHUL, C. LEONTE, C. CAPATU, A. CUCIUREANU: Prestressing of linear elements in prestressed reinforced concrete.

A precedure for prestressing strength elements in prestressed concrete is described, having this in particular that the reinforcements are prestressed through the simultaneous loading of two identical elements which are in fact prefabricated panels, the loading being effected through hydraulic jacks situated where the external forces are applied. To this end, one proceeds as follows : first the horizontally arranged elements are tied together at their ends by means of two metallic clips; then they are loaded until for the assembly a distortion is obtained corresponding to the prestressing effort required. In this position, the prestressed reinforcements are clamped either by means of prefabricated elements under the form of troughs and washers or by concreting the tie-bars; the loading efforts developed by the jacks are taken at increased values as compared to those encountered in the actual service practice, their values being obtained through a simplification of standard loads by applying greater-than-unity coefficients whgich allow for tensional losses and ensure the cracking strength required.

The procedure suggested was actually applied to lattice girders consisting in prefabricated panels with a prestressed poligonal bed-plate. The paper describes the results obtained when testing such girders.

This procedure, when used, has resulted in some advantages over the other methods; among these advantages a special mention deserve: the simplification of the prestressing tehnology; a reduction im the time interval taken by the prestrssing operations; substituting for the elaborated presses and clamping means more simple ones (jacks ang mandrels); the possibility of carrying out this procedure on any building yard, using to this end only ordinary tooling; a more rational distribution for the stresses involved.

V. MARIN, V. TĂRUȘ, I. RUBIN: The AM 5-T 1.5 type truck-mounted tower crane for buildings.

The technical performances of the AM 5−T 1.5. type truck-mounted tower crane are presented together with homologation tests carried out on the prototype by the research-workers at INCERC.

Among the advantages offered by this truck-mounted crane, we cite:

— owind to its high degree of mobility, combined with the fact tha it may be put readily intro operation, almost immediatly after it has been brought onto the yard, the truck-mounted tower crane may ensure a prompt service over several working points located some 50 km apart;

— the equipment proper for the tower crane may be adapted, without any modifications, to the 5 t truck-mounted crane.

SOMMAIRE

V. NICOLAU, D. F. DUMITRESCO, L. LOBEL, M. TANNENBAUM, M. WEISSENBERG: Quelques conclusions des études entreprises sur le calcul des éléments de construction en béton, béton armé et béton précontraint poursuivies pendant la période d'application conditionnée de la norme de calcul P. 8−62.

Ces dernières années ont vu l'emploi de plus en plus fréquent en Roumanie de la méthode de calcul aux états limite; une norme spéciale, à application conditionnée, donne des indications sur son emploi au calcul des éléments en béton, béton armé et béton précontraint, destinés aux constructions civiles et industrielles. L'article présente les conclusions auxquelles on est arrivé à la suite des études entreprises pendant l'intervalle de l'application conditionnée de la norme, dans le but d'arrêter les prescriptions à caractère définitif et général à fixer dans la pratique. On présente :

— quelques additions qui se sont révélées nécessaires;

— quelques simplifications apportées aux opérations de calcul et notamment pour les cas courants;

— certaines données ayant trait à l'efficience économique et basées sur la comparaison des résultats obtenus en calculant suivant la méthode des états limite avec ceux obtenus par la méthode de la résistance à la rupture.

V. NICOLAU, M. WEISSENBERG: Simplifications apportées à l'pplication pratique du calcul des ouvertures de fissures et des flèches dans les éléments en béton armé.

En prenant comme point de départ les relations de calcul données dans la norme conditionnée „Calcul et constitution constructive des éléments en béton, béton armé et béton précontraint pour constructions civiles et industrielles" P. 8−62, les auteurs établissent quelques critères simples de vérification servant à délimiter de nombreux cas courants où il n'est plus nécessaire de calculer l'ouverture des fissures et les flèches.

Pour l'ouvertures des fissures, ils indiquent les rapports du pourcentage de renforcement au diamètre des armatures au dessus desquels le calcul n'est plus nécessaire; pour les flèches, ils indiquent les pourcentages de renforcement au dessous desquels on peut renoncer au calcul; ils produisent également un diagramme pouvant aider si malgré tout le calcul s'avérait nécessaire.

En conclusion, les auteurs font quelques comparaisons avec les normes nationales des autres pays et avec les recommandations internationales.

A. CAZACLIU, D. NELEPCO: Fermes en béton armé précontraint réalisées à continuité, dans les sections typisées pour halls industriels à trames de 18 × × 12 m et 24 × 12 m.

Les nouvelles sections typisées des halls industriels à caractère universel, constituées de fermes en béton précontraint, étaient étudiées de façon à créer des structures élastiques à noeuds rigides, solution qui assure en général des réserves de résistance à l'action des charges séismiques et qui permet de dimensionner de manière économique les pilliers, lesquels sont également produits par un procédé de préfabrication. Dans ce but, les fermes en béton précontraint, à la fois celles transversales et celles longitudinales, de la structure étaient réalisées à continuité sur les appuis.

Les auteurs montrent la manière dont la continuité des fermes a été réalisée et les étapes successives de cette réalisation, ainsi que les charges successives qui agissent sur les fermes, les hypothèses et le mode de calcul et, finalement, quelques problèmes spécifiques d'ordre constructif.

Ils présentent également les résultats des essais entrepris, les avantages et la justification de la solution adoptée.

. MIHAI : Considérations sur la construction de réservoirs assemblés à partir de panneaux en préfabriqués.

Sont présentés certains aspects caractéristiques ayant trait au calcul des parois et à leur constitution du point de vue constructif, par comparaison aux réservoirs en béton armé monolithisé.

Sont analysés les problèmes posés par la présence des joints dans la structure et on donne quelques indications théoriques et pratiques.

Sont également analysés les procédés utilisés à la précontraite à faisceaux nternes ou à entraits disposés par enroulement sur l'extrados du réservoir.

Dans la partie finale, sont présentés les problèmes généraux se rattachant à la constitution (matériaux, dimensions géométriques, éléments péfabriqués, radier, toiture, protections thermiques etc.).

AL. STEOPOE : Agglomérats silicieux dans les bétons.

La fraction fine silicieuse des agglomérats exerce une influence particulièrement importante sur les propriétés techniques des bétons.

Passée une certaine finesse, tous les agglomérats silicieux se comportent activement. L'activité dépend de la quantité de fraction fine et de la teneur en bioxyde de silice actif dans le matériau. De telles fractions fines ont une action favorable sur les bétons qui se trouvent dans un milieu sec.

V. PETCO : Calcul dans la région de plasticité des plaques rectangulaires en béton armé, prenant appui aux quatre coins.

L'auteur détermine la capacité portante des plaques rectangulaires en béton armé prenant appui aux quatre coins et sollicitées par des charges uniformément distribuées sur toute leur surface. On a recours dans ce but à la théorie des lignes de rupture, à laquelle on ajoute le critère de la redistribution minimale. Les résultats obtenus servent à dériver des règles simples pour déterminer les moments de calcul des éléments de construction en question.

A. MIHUL, C. LEONTE, C. CAPATU, A. CUCIUREANO : Précontrainte des éléments linéaires en béton armé et précontraint.

Les auteurs présentent un procédé appliqué à précontrainte des éléments de résistance en béton précontraint, lequel consiste notamment dans le fait que les armatures sont prétensionnées par la mise en charge simultanée de deux éléments identiques, constitués de panneaux préfabriqués, par l'intermédiaire de vérins hydrauliques disposés dans les points d'application des forces extérieures. Pour ce faire, on s'y prend de la manière suivante : relier, par l'intermédiaire de deux étriers métalliques et au niveau des appuis, les bouts des éléments posés en position horizontale ; les soumettre ensuite à des charges progressives jusqu'à ce que l'on obtient pour le système une déformation correspondant à l'effet de précontrainte requise ; bloquer dans cette position les armatures prétensionnées, soit au moyen d'éléments préfabriqués sous forme d'auge et rondelles, soit en bétonnant les tirants. Les forces développées par les vérins sont prises à des valeurs excédant celles pouvant se produire en service, lesquelles sont obtenues en multipliant les charges normées par des coefficients surunitaires, qui tiennent compte des pertes de tension et qui permettent d'assurer la resistance à la fissuration requise.

Le système proposé a été appliqué en pratique aux poutres à treillis constituées de panneaux préfabriques à semelle polygonale précontrainte. On reproduit les résultats des essais entrepris sur ces poutres.

L'emploi du système offre plusieurs avantages sur les procédés utilisés auparavant ; on retient : simplification de la technologie de précontrainte, réduction de la durée nécessaire à la mise en oeuvre des opérations de précontrainte, remplacement des presses et ancrages compliqués par d'autres plus simples (vérins hydrauliques et poinçons), possibilité d'exécution sur n'importe quel chantier à l'aide d'un outillage ordinaire, plus rationnelle distribution des tensions mécaniques.

V.MARIN, V. TĂRUŞ, I. RUBIN : Grue à pylône automobile AM 5 – T 1,5. pour constructions.

Sont présentées les performances techniques de la grue à pylône automobile AM 5-T 1, 5, ainci que les essains sur le prototype, effectués par les chercheurs de l'INCERC (Institut de la Recherche en Constructions), en vue de son homologation.

Parmi les avantages présentés par la grue automobile, on cite :

— en raison de sa grande mobilité et de la possibilité d'entrer rapidement en service après avoir été amenée sur le chantier, la grue automobile pourra desservire promptitude plusieurs postes de travail situés à une distance de 50 km environ, l'un par rapport à l'autre ;

— l'équipment de grue à plylône peut être adapté, sans modifications, à la grue automobile de 5 tf.

INHALT

V. NICOLAU, D. F. DUMITRESCU. L. LOBEL, M. TANNENBAUM, M. WEISSENBERG : Einige Schlussfolgerungen betreffend die Bemessung von Beton-, Stahl beton- oder Spannbetontragwerken unter Berücksichtigung der Berechnungen die während der bedingten Anwendung der Vorschrift P. 8–62 durchgeführt werden

In der Sozialistischen Republik Rumänien wird seit einigen Jahren das Berechnungsverfahren nach dem Grenzzustand angewandt, auf Grund einer bedingten Vorschrift für die Bemessung von Beton-, Stahl beton- und Spannbetonteilen die im Hoch- und Industriebau benützt werden. Im Artikel werden vorgeführt die Schlussfolgerungen einiger Studien die während der bedingten Anwendung dieser Vorschrift durchgeführt wurden um also die endgültigen und allgemein gültigen Vorschriften zu begründen. Es werden erörtert :

— einige Ergänzungen die sich als notwendig ergaben ;

— einige vereinfachte Berechnungsverfahren, insbesondere für häufig begegnete Fälle ;

— einige Daten betreffend die ökonomische Wirksamkeit, abgeleitet aus einer vergleichenden Untersuchung der Ergebnisse die erlangt wurden bei Projekten die sowohl nach dem Grenzzustand- wie nach dem Bruchverfahrer berechnet wurden.

V. NICOLAU, M. WEISSENBERG: Vereinfachte Anwendung in der Praxi eines Berechnungsverfahrens zur Bestimmung der Rissweite und der Durch biegung von Stahlbetonteilen

Auf Grund der Berechnungsformeln angegeben in der bedingten Vorschrif ,,Berechnung und bauliche Gestaltung von Beton-, Stahlbeton – und Spann betonteilen für den Hoch – und Industriebau", P. 8–62 werden von de Verfassern abgeleitet einige einfache Prüfungskriterien die dazu dienen un diejenigen zahlreichen in der Praxis vorkommenden Fälle abzugrenzen fü welche es sich erübrigt die Rissweite oder den Durchbiegungswert zu berechnen

Für die Rissweiten werden angegeben diejenigen Verhältnisse zwische dem Bewehrungsprozent und dem Rundstahldurchmewer über welche hinau eine Berechnung sich erübrigt; für die Durchbiegungen werden angegebe diejenigen Bewehrungsprozente unter welche man auf eine Berechnung ver zichten kann; für diejenigen Fälle in welchen die Berechnung trotzdem nöti ist wird eine Hilfsdiagramme angegeben.

Im Abschluss kommen einige vergleichende Betrachtungen unter Berück sichtigung von internationalen Vorschlägen oder von in verschiedenen Länder gültigen Vorschriften.

A. CAZACLIU, D. NELEPCU: Spannbeton-Fachwerkträger mit monolithische Verbindungen für typisierte Industriehallen nach einem quadratischen 18 × 12 m und 24 × 12 m Planungsnetz gesteltet

Die neuen typisierten Mehrzweck-Industriehallen weisen Spannbeton Fachwerkträger auf und sind derart gestaltet dass sie ein elastisches Tragwer mit steifen Knotenpunkten bilden – eine Konstruktion die üblicherweise übe hinreichend grosse Festigkeitsreserven verfügt für den Fall einer Belastun mit Erdbebenlasten und ausserdem auch eine wirtschaftlich zweckwässig Bemessung der vorgefertigten Säulen erlaubt. Deshalb wurden die Spannbeto Fachwerkträger, sowohl die Längs- wie die Querträger, mit monolithische Stützenverbindungen vorgesehen.

Im Artikel wird beschrieben wie diese monolithischen Verbindungen gelöst wurden um einen durchlaufenden Fachwerkträger zu gestalten; es werde vorgeführt die verschiedenen Bauetappen, gezeigt die sukzessiven Belastunge die das Tragwerk beanspruchen, hervorgehoben die Berechnungsannahme und – Verfahren und erörtert einige spezielle bauliche Probleme.

Im Abschluss werden angegeben die erlangten Versuchsergebnisse und hervorgehoben diejenigen Vorteile die eine solche Lösung berechtigen.

I. MIHAI: Einige Betrachtungen über den Bau von Wasserbehältern aus zusammengefügten vorgefertigten Platten

Im Artikel werden besprochen einige charakteristische Aspekte der Berechnung und Gestaltung der Wände, im Vergleich zu einem an Ort gegossenem Stahlbeton-Behälter.

Es folgen einige theoretische und praktische Hinweise begründet durch eine eingehende Untersuchung der Probleme aufgeworfen durch die Anwesenheit der Fugen in der Tragkonstruktion.

Weiterhin wird von einem kritischen Standpunkte aus das Vorspannungsverfahren mit inneren Kabeln oder äusseren umwickelten Drähten besprochen.

Im Abschluss werden hervorgehoben einige Fragen allgemeinen Charakters betreffend die Gestaltung einer solchen Konstruktion (Baustoffe, geometriche Abmessungen, Fertigteile, Fundamentplatte, Decke, Wärmeschutz u.s.w).

AL. STEOPOE: Siliziumhaltige Zuschlagstoffe für Betone

Der feine siliziumhaltige Teil der Zuschlagstoffe übt einen besonders wichtigen Einfluss auf die technischen Eigenschaften eines Betons aus.

Alle siliziumhaltige Zuchlagstoffe verhalten sich aktiv sobald eine gewisse Mahlfeinheit überschritten ist. Diese Aktivität hängt ab vom Gehalt an feinen Teilen und vom Gehalt an aktivem Siliziumdioxyd der Zuschlagstoffe. Derartig feine Teile üben aus einen vorteilhaften Einfluss auf diejenigen Betone die in Trockenem gelegen sind.

V. PETCU: Die plastische Bemessung von rechteckigen, in vier Ecken gestützten. Stahlbetonplatten

Im Artikel wird bestimmt die Tragfähigkeit von rechteckigen, in vier Ecken gestüzten Stahlbetonplatten unter dem Angriff von gleichmässig verteilten Lasten. Es wurde angewandt die Bruchlinientheorie, ergänzt durch das Kriterium der minimalen Wiederverteilung. Auf Grund der erlangten Ergebnisse werden einige einfache Regeln abgeleitet die der Bestimmung der theoretischen Momentenwerte dienen, auf Grund welcher die Bemessung dieser Bauteile erfolgt.

A. MIHUL, C. LEONTE, C. CAPATU, A. CUCIUREANU: Vorspannung gerad liniger Spannbetonbauteile

Es wird vorgeführt ein Verfahren das der Erzeugung von lasttragenden Spannbetonbauteilen dient und das dadurch gekennzeichnet ist dass die Bewehrungsstäbe vorgespannt werden durch gleichzeitige Belastung von zwei identischen Elementen, aus vorgefertigten Platten hergestellt; die Belastung geschieht durch hydraulische Winden angeordnet in den Angriffspunken der äusseren Kräfte. Die waagerecht liegenden Bauteile werden an den Enden über den Stützpunkten durch 2 Stahlschellen verbunden und hinterher belastet bis eine der notwendigen Vorspannung entsprechenden Verformung eintritt. In dieser Lage werden die Bewehrungsstäbe verkeilt u. zw. durch vorgefertigte als Trog und Scheibe gestaltete Teile oder durch Betonierung der Zugbänder; die von den Winden ausgeübten Lasten sind grösser als die Nutzlasten – abgeleitet durch Multiplizierung der genormten Lastenwerte mit Koeffizienten grösser als die Einheit, um also die Spannungsverluste zu berücksichtigen und die Rissicherheit zu gewärleisten.

Dieses Verfahren wurde angewandt bei der Herstellung von Fachwerkträgern aus vorgefertigten Platten zusammengstellt und mit polygonalem vorgespanntem Zugband. Im Artikel werden angegeben die Ergebnisse die erlangt wurden bei der Prüfung solcher Fachwerkträger.

Die Anwendung dieses Verfahrens bietet erhebliche Vorteile im Vergleich zu den früher angewandten Verfahren u. zw.: vereinfachte Spannungstechnik, Kürzung der notwendigen Spannungszeit, Ausscheiden der komplizierten Pressen und Ankerteile die man durch andere einfachere (hydraulische Winden und Dorne) ersetzt, Anwendung auf jeder Baustelle da nur geläufige Maschinenteile notwendig sind, zweckmässigere Veteilung der Spannungswerte.

V. MARIN, V. TĂRUŞ, I. RUBIN: Turmkranwagen AM 5-T 1, 5 für das Bauwesen

Es werden beschrieben die technischen Leistungen des Turmkranwagens AM 5 – T 1,5 und vorgeführt die Prüfungen der INCERC-Forscher zwecks Anerkennung dieser Baumaschine.

Folgende Vorteile dieses Turmkranwagens sollen erwähnt sein:

– eine grosse Beweglichkeit und eine rasche Instandestellung auf jeder Baustelle ermöglichen diesem Turmkranwtagen eine prompte Bedienung mehrer Arbeitsstellen bis auf eine Entfernung von ung. 50 km;

– die Ausrüstung des Turmkranwagens kann ohne Anderungen jedem 5-Tonnen-Kran angepasst angepasst werden.

СОДЕРЖАНИЕ

В. НИКОЛАУ, Д. Ф. ДУМИТРЕСКУ, Л. ЛЕБЕЛЬ, М. ТАННЕНБАУМ, М. ВАИСЕНБЕРГ: Некоторые выводы, сделанные на основании исследований по расчёту строительных к нструкций из бетона, жлетобетона и предварительно напряжённого бетона, проиизведенных в период временного применения норм расчёта Р. 8—62.

В Социалистической Республике Румыния в последние годы, стали применять метод расчёта по предельмым состояниям. Этот метод регламентируется временными нормами расчёта строительных конструкций, культурно-бытовых и промышленных зданий и сооружений, возводимых из бетона, железобетона и предварительно напряжённого бетона.

В статье приведены заключения, к которым пришли на основании исследований, предпринятых в период временного применения норм, в целях обоснования новых норм носящих окончательный и общий характер, которые будут введены. Описаны:

— некоторые пополнения, которые оказались необходимыми;

— некоторые упрощения расчёта в особенности для часто встречающихся случаев;

— некоторые данные относительно экономической эффективности, основанные на сравнении результатов, полученных при рачёте некоторых проектов как методом предельных состояний так и методом на разрыв..

В. НИКОЛАУ, М. ВАЙСЕНБЕРГ: Упрощение при применении на практике расчёта раскрытия трещин и расчёта прогиба железобетонных элементов.

Исходя из расчётных уравнений , указанных во временных нормах ,,Расчёт и компановка элементов культурно-бытовых и промышленных зданий и сооружений из бетота, железобетона и предварительно напряжённого бетона'' Р. 8-62, установлены несложные критерии для проверки, которые ограничивают многочисленные обычные случаи, при которых нет необходимости производить расчёт прогибов и раскрытия трещин.

Что касается раскрытия трещин, даны отношения между процентом армирования и диаметром арматур вне которых нет неоходимости производить расчёт; для прогибов указаны проценты армирования, ниже которых можно отказаться от расчёта и приведен вспомогательный график для тех случаев, когда расчёт всё-таки необходим.

А. КАЗАКЛИУ, Д. НЕЛЕПКУ: Неразрезные железобетонные предварительно напряжённые решётчатые балки, применяемые длмя типовых сечений промышленных цехов при сети колонн 18x12 м и 24x12 м.

Новые типовые сечения промышленных цехов универсального назначения, в которые входят решётчатые балки из предварительно напряжённого железобетона спроектированы так, что создают упругие схемы с жёсткими узлами, решение, которое, вообще, даёт запас прочности на воздействие сейсмических нагрузок и позволяет получить экономные размеры колонн, изготовляемых также при помощи предварительного напряжения. С этой целью решётчатые бетонные предварительно напряжённые балки, как продольные так и поперечные, осуществлены как неразрные.

В статье описан способ достижения неразрезаемос
балок, этапы их осуществления наряду с последовател
ными нагрузками, которые производят на них возде
ствие, использованные гипотезы и методы расчёт
а также и некоторые вопросы конструктивного хара
тера.

Затем, приведены результаты произведенных исп
таний, а также выгоды и обоснования принятого р
шения.

И. МИХАЙ: Соображения относительно возведени резервуаров из сборных панелей.

В статье описаны некоторые характерные аспек
относительно расчёта и конструктивной компанов
по сравнению с монолитными железобетонными резе
вуарами.

Рассматривая вопросы, которые выдвигает прису
ствие швов в расчётной схеме, даются некоторые теор
тические и практические указания.

Критически анализируются приёмы преднапряж
ния внутренними прядями или проволоками навитым
на внешнюю поверхность резервуара.

В заключении представлены общие вопросы комп
новки (материалы, размеры, сборные элементы, непр
рывный фундамент, покрытие, теплозащита и т.д.

АЛ. СТЕОПОЕ: Кремнистые заполнители для бетон

Особое влияние на технические свойства бетона ок
зывают мельчайшие кремнезёмистые частицы запо
нителя.

Начиная от определённой крупности частиц, в
кремнезёмистые заполнители ведут чебя активно. Э
активность зависит от количества соответствующе
фракции и от содержания активного кремния в мат
риале. Такие активные частицы благоприятно влияю
на бетон, находящихтся в сухой среде.

В. ПЕТКУ: Пластический расчёт прямоугольных ж лезобетонных плит опертых по углам.

В статье определяется несущая способность желез
бетонных прамоугольных плит опертых по углам, з
груженных равномерной нагрузкой по всей поверхн
сти. Для этой цели применяется теория линий разрыв
к которой присоединяется критерий минимально
перераспределения. Основываясь на полученных р
зультатых определены несложные правила для уст
новления расчётных моментов данных конструкци

А. МИХУЛ, К. ЛЕОНТЕ, К. КАПЭТУ, А. КУЧЮРЯНУ: Предварительное напряжение линейных ж лезибетонных элементов.

Представлен способ предварительного напряжени
несущих предварительно напряжённых бетонных эл
ментов. Этот способ состоит в том, что преднапражени
арматур осуществляется одновременной нагрузкой дву
идентичных элементов, состоящих из сборных панелей
применяя для этой цели гидравлические домкрат
расположенные около точек приложения внешни
усилий. Концы элементов, расположенных в горизон
тальном положении скрепляются хомутами у опор
а затем элементы загружаются до тех пор, пока н
достигается деформация системы соответствующа
необходимому эффекту преднапряжения. В этом поло
жении преднапряжённые арматуры блокируюрся либ
при помощи сборных желобообразных и плитчаты
деталей, либо обетонированием затяжек; нагрузки
развиваемые домкратами будут выше эксперименталь
ных определяя их умножением нормативных нагру
зок на сверхъединичные коэффициенты, учитывающи
потери напряжений и это позволяет обеспечение проч
ности на растрескивание.

Предложенная система применялась к рёшётчатым
балкам, состоящим из сборных панелей, нижний рас
тянутый полигональный пояс которых предварительн
напряжён.

По сравнению с ранее применяемыми системами, применение данной системы позволяет получить некоторые выгоды, среди которых отмечаем: упрощение технологии предварительного напряжения, сокращение срока необходимого для выполнения преднапряжения, замена сложных прессов и анкерных устройств более простыми (гидравлические домкраты и патроны), возможность изготовления на любой стройплощадке, используя для этого обычное оборудование, более целесообразное распределение напряжений.

В. МАРИН, В. ЦЭРУШ, И. РУБИН: Башенный авторкран АМ 5—т 1,5 для стрительства.

Приведены технические характеристики башенного автокрана АМ 5- 1,5 и экспериментирование прототипа выполненное сотрудниками ИНЧЕРК-а в целях его утверждения.

Среди достоинств этого автокрана отмечаются: —большая маневренность и быстрый пуск в ход что дает ему возможность — после прибытия на стройку-быстро обслуживать несколько рабочих мест находящихся на расстоянии около 50 км;

— оборудование башенного крана легко без изменений приспособляется к 5-и тонному автокрану.

Unele rezultate ale studiilor privind calculul elementelor de construcţii din beton, beton armat şi beton precomprimat efectuate în perioada aplicării condiţionate a normativului de calcul P.8–62

Prof. ing V. Nicolau, conf. dr. ing. D. Dumitrescu, ing. L. Löbel,
dr. ing. M. Tannenbaum, ing. M. Weissenberg

I. Republica Socialistă România este una din primele ţări din lume în care a fost introdusă metoda de calcul la stări limită. În cadrul Comisiei centrale pentru elaborarea prescripţiilor de calcul prin metoda stărilor limită, înfiinţată de către C.S.C.A.S. în 1960, o subcomisie de specialitate a întocmit materialul care a fost aprobat în 1962 ca ,,Normativ condiţionat pentru calculul şi alcătuirea constructivă a elementelor de construcţii civile şi industriale din beton, beton armat şi beton precomprimat", indicativ P.8–62. El a intrat în vigoare la 15 mai 1963, o dată cu normativele condiţionate ,,Bazele metodei de calcul la stări limită", P.6–62 şi ,,Încărcări în construcţii civile şi industriale", P. 7–62.

Prin condiţiile de aplicare a normativului se stabilesc următoarele privind elementele de construcţii civile şi industriale :

— calculul elementelor de beton precomprimat şi al celor de beton armat cu armături din oţel cu profil periodic, TOR sau PC, se face conform prevederilor normativului condiţionat P.8–62 ;

— pentru elementele armate cu oţel neted OL 38, calculul secţiunilor se face, în general, prin metoda la rupere (STAS 1546–50), folosirea prevederilor normativului condiţionat făcîndu-se numai pentru un număr limitat de proiecte.

Analiza rezultatelor obţinute în perioada de aplicare condiţionată a normativului P.8–62, precum şi a materialelor apărute în literatura tehnică de specialitate în această perioadă, pune în evidenţă următoarele aspecte principale :

1. Principiile metodei de calcul, cuprinse în normativul condiţionat, bazate pe analiza stărilor limită ale elementelor, cu luarea în considerare, pe baze semiprobabilistice, a unor coeficienţi diferenţiaţi de calcul, asigură un nivel ştiinţific ridicat calculului betonului armat, apropiind în mod sensibil ipotezele de calcul de comportarea reală a materialelor şi elementelor de construcţii. Recomandări pentru efectuarea calculului elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat, pe baza unor principii asemănătoare, au fost adoptate de către Comisia permanentă pentru construcţii — CAER în 1963 [1], de către Comitetul European pentru Beton — — CEB în 1964 [2] şi de către Comitetul mixt CEB — FIP (Federaţia Internaţională a Precomprimării) în 1966 [3].

2. În perioada de aplicare condiţionată, noua metodă de calcul a fost însuşită în bune condiţii de majoritatea proiectanţilor, care au apreciat în mod corespunzător superioritatea ei ştiinţifică. O mare importanţă în lărgirea însuşirii noii metode o are faptul că în ultimii ani metoda de bază predată în învăţămîntul superior pentru calculul elementelor de beton armat şi beton precomprimat este metoda din normativul condiţionat P.8–62.

3. Unul din obiectivele perioadei de aplicare condiţionată a normativului a fost şi acela de a obţine unele date asupra efectelor economice ale introducerii noii metode de calcul.

Pe baza calculelor efectuate în paralel în această perioadă, conform prescripţiilor din STAS 1546–50 şi ale celor din normativul condiţionat P.8–62 (elemente de beton armat cu armături de oţel neted OL 38) au rezultat, la proiectele calculate conform normativului condiţionat, economii la consumul de armătură, care au variat în limite foarte largi, dar care pot fi considerate în ansamblu ca o reducere procentuală de cel puţin 5 % la consumul de oţel ; datele rezultate din proiectele comparative sînt arătate în tabela 1. Reducerile provin atît din diferenţe efective de calcul, cît şi din unele prescripţii constructive mai judicioase.

II. În perioada de aplicare condiţionată în proiectare a normativului a fost efectuată o serie de studii în vederea îmbunătăţirii ulterioare a prescripţiilor. S-au urmărit în mod special :

— compararea cu alte metode şi relaţii de calcul ;

— analizarea, în continuare, a unor prevederi ale normativului prin prisma unor noi studii teoretice şi a interpretării rezultatelor experimentale ;

— simplificarea relaţiilor de calcul şi verificărilor necesare, în vederea reducerii volumului de calcul în proiectare.

În cele ce urmează se prezintă unele rezultate ale acestor studii :

1. Problema deformaţiei în timp a betonului, factor important al pierderilor de tensiune din armătura pretensionată şi al variaţiei în timp a deformaţiei elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat, formează de mulţi ani obiectul cercetărilor din numeroase ţări [14, 15] ; totuşi, pînă în prezent, nu s-a ajuns la un punct de vedere unitar nici în ceea ce priveşte explicarea fenomenului, nici cu privire la valoarea caracteristicii acestei deformaţii $(\overline{\varphi})$.

Valorile indicate în normativul P.8–62 pentru această caracteristică au avut la bază atît rezultatele unor experimentări efectuate în INCERC, cît şi analiza critică a rezultatelor cercetărilor străine publicate în literatura de specialitate şi a prescripţiilor din diverse ţări.

Cu ocazia prelucrării rezultatelor unor încercări de elemente din beton precomprimat s-a urmărit verificarea corespondenţei cu rezultatele experimentale a valorilor $\overline{\varphi}$ din normativul P.8–62, respectiv şi a recomandărilor din ,,Îndrumător pentru calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat prin metoda stărilor limită" [13] pentru luarea în considerație a variației în timp a acestor valori (k_{φ}).

S-a analizat un număr de 8 grinzi-arc şi ferme (grinzi cu zăbrele cu deschideri de 12–24 m, realizate din panouri prefabricate asamblate prin precomprimare cu fascicule din sîrme paralele Ø 5 mm) şi 2 pane (grinzi cu inimă plină cu secţiune variabilă, deschidere 12 m, precomprimate cu toroane 7 Ø 3 mm preîntinse).

Mărimea raportului între valorile calculate în condiţiile experimentării şi cele experimentale a variat între 0,9–1,10 pentru momentul încovoietor de apariţie a fisurilor vizibile, respectiv între 0,92–1,07 pentru momentul încovoietor corespunzător refisurării.

Rezultatele acestei analize justifică păstrarea modului de calcul şi a valorilor $\overline{\varphi}$ din normativul P.8–62 ; pentru a permite o mai bună şi mai simplă cuprindere a cazurilor curent întîlnite în practică, s-a propus însă înlocuirea tabelei valorilor φ_0, cu o relaţie de calcul echivalentă :

$$\varphi_0 = 0{,}30 + 2c^{(t)} + 4\,\frac{a}{c}\,,$$

în care

$c^{(t)}$ este dozajul de ciment, în tone, iar

$\dfrac{a}{c}$ = raportul apă/ciment.

2. Pentru luarea în considerare a influenţei flambajului la elementele comprimate centric, atît normele sovietice SNiP II. C.1.–62 [4], cît şi recomandările CAER [1] prevăd introducerea unor coeficienţi care explicitează efectul încărcărilor de durată, atît pentru elementele de beton simplu, cît şi pentru cele de beton armat. Metoda este mai complicată decît cea din normativul condiţionat P.8–62.

Pentru elementele de beton simplu s-a propus, în consecinţă, menţinerea prevederilor din normativul condiţionat P.8–62, fără a explicita influenţa încărcărilor de durată, rezultatele fiind, în cazurile curente, puţin deosebite de cele

Tabela 1

Economii la consumul de armătură

Nr. crt.	Institutul de proiectare	Obiectul proiectului	Reducerea consumului de armătură la proiectul calculat cf. P.8 – 62 față de proiectul calculat cf. STAS 1546 – 50	Observații
1	ISCAS	Policlinică tip II	4,45%	
2	IPCT	Secțiuni-tip de hale industriale 3×18,00×6,00 m (stîlpi, fundații, sprosuri luminator)	0...36%	Neconcludent, fiind legat de aplicarea normativului condiționat P. 13 – 63.
3	IPROMET	Fabrica de produse refractare Alba Iulia. Parcaj	19,8%	
4	IPROMET	Silozuri depozit șamotă	10,7%	
5	IPROCHIM	Fabrica de negru de fum Pitești. Hala compresoare și suflante	4,0%	
6	ISPE	CET Oradea-corp anexă. Structura	17,0%	
7	ISPE	Stația de vagoane Ghighiu – Ploiești. Rețele de termoficare industrială	1,0 – 13,5%, funcție de tipul stîlpului	
8	IPIA	Fabrica de spirt Mărgineni – Bacău. Linuri la fabrica nouă de bere	12,7%	
9	IPCMC	Fabrica de beton celular Militari. Capul de fabricație	8,8%	
10	IPCMC	Stația de măcinare calcar pentru agricultură Aleșd	7,85%	
11	ISPF	Stația pentru filtrarea prafului (proiect tip)	1,0...12,0% după gradul de seismicitate considerat	
12	ISPF	Sediul I. F. Tîrgul Lăpuș	8,5%	
13	IPTTc	Autogară comunală	9,35%	
14	IPTTc	Clădire de călători tip pt. 200 călători, fără locuință de serviciu	8,8%	
15	IPTTc	Sistematizarea și centralizarea stației Cîmpina. Cabină turn	–	Depășire 1,42%, fiind într-o zonă la care s-a schimbat încărcarea cu zăpadă
16	IPB	Clădire administrativă P + 10 Automatica	4,65%	
17	IPB	Bloc de locuințe P + 10 niveluri, cu structură celulară cu grinzi	1,64 kg/m²	
18	IPRAN	Atelier uzinal de întreținere	6,1%	
19	IPIA	Trustul de panificație Reg. Cluj. Siloz de făină și tărîțe	3,3%	
20	IPIU	Depozit de materiale auxiliare Flacăra Roșie – București	9,5%	

ce se obțin pe baza prevederilor din normele străine menționate (tabela 2).

Pentru elementele de beton armat, prevederile din normativul condiționat P. 8 – 62 indicau luarea în considerare în mod explicit a efectului încărcărilor de lungă durată, prin introducerea unor coeficienți φ_{ld} mai mici pentru asemenea încărcări decît coeficienții φ_{sd} pentru încărcările de scurtă durată. În normele SNiP II. C – 1.62 se afectează de asemenea încărcarea de un coeficient al condițiilor de lucru.

Recomandările CAER introduc o metodă ceva mai complicată, cu utilizarea unui coeficient $\frac{1}{\omega_I}$, ce se calculează funcție de coeficientul de sveltețe $\frac{l_f}{b}$, procentul de armare, marca betonului și raportul v între încărcările de lungă durată și încărcarea totală.

În propunerile de prescripții îmbunătățite, elaborate în 1965 și 1966, [8] și [9], s-au menținut valorile φ_{sd} și φ_{ld} din normativul condiționat P. 8 – 62, începînd însă interpolarea de la raportul $v = 0$ și nu de la $v = 0{,}5$ cum e prevăzut în normativul condiționat. Date comparative asupra rezultatelor ce se obțin sînt prezentate în tabela 3.

Tot pentru a evita complicarea calculelor și ținînd seamă de faptul că în cazurile curente se obțin rezultate satisfăcă-

Tabela 2

Valorile coeficientului de flambaj φ la elementele de beton simplu (pentru normele SNiP şi recomandările CAER; valori echivalente)

$\frac{l_f}{b}$		< 4	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
P.8—62		1	0,98	0,96	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,63	—	—
Norme SNiP şi recomandări CAER	scurtă durată	1	1	0,98	0,95	0,92	0,88	0,85	0,81	0,77	0,73	0,69	0,65
	lungă durată	1	1	0,98	0,95	0,88	0,81	0,75	0,68	0,62	0,55	0,49	0,44
	pentru $v = 0{,}5$	1	1	0,98	0,95	0,90	0,845	0,80	0,745	0,695	0,64	0,59	0,545
	pentru $v = 0{,}8$	1	1	0,98	0,95	0,89	0,82	0,77	0,71	0,65	0,59	0,53	0,48

l_f — lungimea de flambaj
v — raportul între încărcarea de lungă durată şi încărcarea totală

toare pe baza prevederilor din normativul condiţionat P. 8—62, nu s-au făcut modificări nici în ceea ce priveşte luarea în considerare a influenţei flexibilităţii asupra elementelor comprimate excentric.

3. Analiza comportării grinzilor încovoiate de beton armat şi beton precomprimat, în cazul ruperii la forţă tăietoare [16], [17], a pus în evidenţă faptul că în cazurile curente (grinzi prevăzute cu armături transversale), metoda de calcul prevăzută în normativul condiţionat P.8—62 dă rezultate satisfăcătoare, în general acoperitoare.

Pentru elemente de beton armat, care au cedat efectiv la forţa tăietoare, raportul $\frac{Q_{experimental}}{Q_{calcul}}$ a variat între 0,92 şi 1,35 (sînt cuprinse rezultatele încercărilor pe 15 grinzi de secţiune dreptunghiulară şi T, armate cu oţel rotund sau cu profil periodic avînd etrieri verticali, iar în unele cazuri şi armături înclinate la 45°).

Pentru elemente de beton precomprimat (s-au analizat rezultatele încercărilor pe 18 grinzi, de secţiune I, avînd armătură longitudinală pretensionată şi etrieri verticali nepretensionaţi), raportul $\frac{Q_{experimental}}{Q_{calcul}}$ a variat între 1,00 şi 1,42.

Valori necorespunzătoare faţă de datele experimentale s-au obţinut în cazul elementelor care nu aveau de loc armături transversale (nici etrieri, nici armături înclinate); de asemenea, la încercări s-au produs ruperi premature (uneori chiar la raporturi $\frac{Q_{experimental}}{Q_{calcul}} = 0{,}3 - 0{,}5$) în cazurile în care nu s-a asigurat o ancorare corespunzătoare armăturilor longitudinale de rezistenţă.

Tabela 3

Compararea rezultatelor ce se obţin la elementele de beton armat comprimate centric (coeficienţi φ sau valori echivalente în normele SNiP şi recomandările CAER)

$\frac{l_f}{b}$	v	Prescripţia				
		SNiP II.C—1.62	Recomandări CAER	P.8—62	Proiecte de prescripţii româneşti elaborate în 1965—66	STAS 1546/50
10	0,5	0,98	0,93...0,94	1	1	1,0
	0,8	0,98	0,92...0,93	1	1	
20	0,5	0,73	0,70...0,74	0,79	0,74	0,73
	0,8	0,68	0,65...0,69	0,73	0,71	
30	0,5	0,46	0,45...0,50	0,56	0,45	0,50
	0,8	0,40	0,40...0,44	0,43	0,38	
40	0,5	0,22	0,26...0,30	0,34	0,23	—
	0,8	0,16	0,21...0,24	0,21	0,16	

Se consideră că se pot menţine prevederile din normativul condiţionat P.8—62, cu prevederea, în mod curent, a unei armări transversale şi a unor dispoziţii constructive care să împiedice generalizarea lunecărilor armăturilor înainte de cedarea la solicitările calculate.

4. Pentru calculul deschiderii fisurilor există de asemenea unele deosebiri între prevederile din normativul condiţionat P.8—62 şi cele din normele SNiP II.C—1.62, respectiv recomandările CAER, deşi principiile generale sînt aceleaşi în cele trei prescripţii.

Într-un studiu elaborat la sfîrşitul anului 1963 [18] a fost comparată o serie de rezultate experimentale din diferite lucrări INCERC cu rezultatele calculului conform normativului condiţionat P.8—62 şi conform normelor SNiP II.C—1.62.

Au fost prelucrate rezultatele unor încercări pe grinzi de secţiune dreptunghiulară şi T, armate cu oţel OL 38, TOR şi PC.

În figurile 1 şi 2 sînt reprezentate comparativ curbele de frecvenţă ale raportului $\frac{\lambda_{f\,exp}}{\lambda_{f\,calc}}$ şi respectiv $\frac{\alpha_{f\,exp}}{\alpha_{f\,calc}}$ pentru cele două metode, unde:

$\lambda_{f\,exp}$ este distanţa dintre fisuri determinată experimental;
$\lambda_{f\,calc}$ — distanţa calculată dintre fisuri;
$\alpha_{f\,exp}$ — deschiderea fisurilor determinată experimental;
$\alpha_{f\,calc}$ — deschiderea calculată a fisurilor.

Împrăştierea poate fi considerată practic echivalentă şi ca urmare metoda din normativul condiţionat P.8—62 fiind mai simplă şi însuşită de un număr destul de mare de proiectanţi, a fost menţinută şi în textul propus pentru aprobare ca normativ definitivat.

Întrucît au existat propuneri din partea institutelor de proiectare, în sensul includerii unor prevederi care să asigure posibilitatea de a se renunţa la efectuarea calculului deschiderii fisurilor în cazurile curente, s-au efectuat calcule cu caracter general, în condiţii acoperitoare, folosindu-se graficele de calcul elaborate anterior [11], [13] şi s-au stabilit valorile $\frac{p}{d}$ peste care nu mai este necesară efectuarea calculului la starea limită de deschidere a fisurilor (p este procentul de armare, iar d diametrul armăturii).

5. O dată cu trecerea la elemente cu secţiuni de beton cu dimensiuni mai reduse şi în special cu introducerea unor armături cu rezistenţe ridicate şi în consecinţă cu eforturi mari de lucru în exploatare, săgeţile elementelor de beton armat au devenit mai importante şi nevoia apropierii calculului de comportarea reală a devenit mai imperioasă.

Principiile calculului deformaţiilor în normativul condiţionat P.8—62 sînt aceleaşi ca în normele SNiP II. C—1.62 şi în

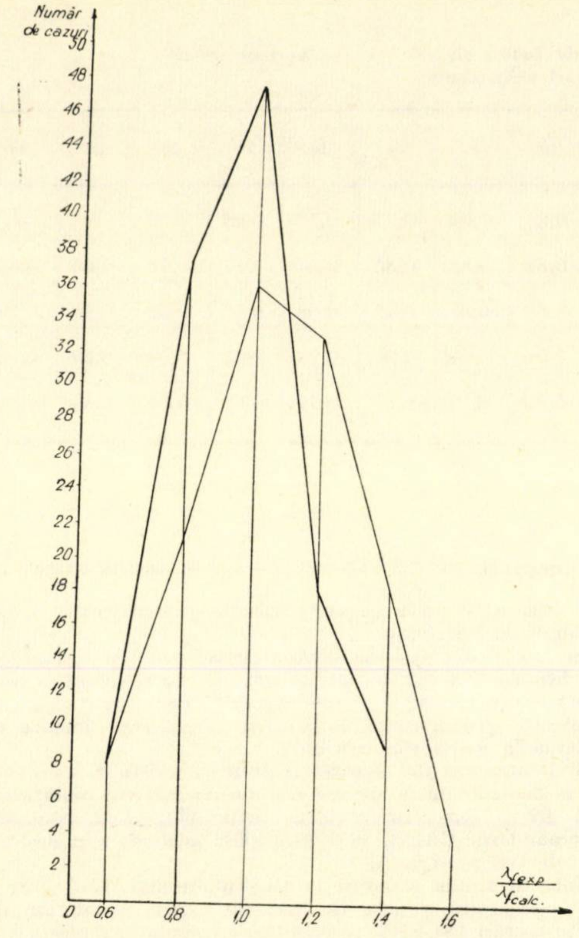


Fig. 1. Curbele de frecvenţă ale raportului $\frac{\lambda_f \text{ exp}}{\lambda_f \text{ calc}}$

Calculat conform P. 8 – 62
Calculat conform SNiP II.C – 1.62

recomandările CAER, existînd însă deosebiri la determinarea coeficienţilor $\psi = \frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_a}$ şi $\beta_1 = \zeta(1 - \xi)$, unde:

ε_{am} este deformaţia specifică medie a armăturii între două fisuri;
ε_a — deformaţia specifică a armăturii în dreptul unei fisuri;
ζ — braţul de pîrghie interior în stadiul II;
ξ — înălţimea zonei comprimate în stadiul II.

În figura 3 sînt reprezentate comparativ curbele de frecvenţă ale raporturilor dintre săgeţile experimentale şi cele calculate conform normativului condiţionat P.8—62, respectiv, conform normelor SNiP II. C—1.62. Sînt prelucrate rezultatele încercărilor asupra unor grinzi de secţiune dreptunghiulară şi T, armate cu oţel OL 38, TOR şi PC. Rezultatele obţinute pe baza prevederilor din normativul condiţionat P.8—62 au o împrăştiere mai mică şi sînt mai acoperioare.

Acoperirea suplimentară obţinută se consideră a fi justificată datorită pe de o parte faptului că în calcul au fost utilizate caracteristici reale, obţinute pe bază de determinări directe, iar pe de altă parte faptului că săgeţile experimentale sînt în general valori măsurate după numai 1—2 repetări ale încărcării normate.

În proiectele de prescripţii [8] şi [9] s-au păstrat prevederile din normativul condiţionat P.8—62, considerate mai uşor de aplicat decît cele din normele SNiP II. C—1.62, şi, aşa cum s-a arătat, corespunzătoare din punct de vedere al corespondenţei cu comportarea reală în stadiul II.

S-a propus în plus faţă de prevederile din normativul condiţionat P.8—62 o limitare a raportului n' între modulul de elasticitate al armăturii şi modulul de deformaţie în timp al betonului, pentru a nu obţine săgeţi calculate exagerat de mari în cazul luării în considerare şi a deformaţiilor în timp.

Ţinînd seamă de cererile organizaţiilor de proiectare de a asigura o simplificare a calculului pentru situaţiile curente, s-au pus în evidenţă cazurile în care, în condiţii acoperitoare, se poate renunţa la efectuarea calculului deformaţiilor.

6. Introducerea noţiunii de efort unitar de calcul din armătura pretensionată (σ_0) în normativul P.8—62 a permis elaborarea unei metodologii corecte de calcul al eforturilor unitare din betonul şi armătura secţiunii sub efectul forţei de precomprimare.

Modul în care sînt redactate relaţiile practice de calcul recomandate în P.8—62 a făcut însă să apară unele dificultăţi la aplicarea în proiectarea curentă.

În P.8—62 se impun două limitări ale efortului unitar din armătura pretensionată în faza iniţială:

$$\sigma_k \leqslant 0{,}8\ R_p^n \text{ şi}$$
$$\sigma_0 \leqslant 0{,}7\ R_p^n.$$

Prima limitare este clară şi cu sens fizic precis, impunînd să nu se depăşească o anumită valoare a efortului unitar în nici o fază tehnologică şi astfel evitîndu-se pericolul ruperii armăturilor în cursul pretensionării. Ţinînd seamă de necesitatea de a nu se consuma în cursul pretensionării o fracţiune prea mare din capacitatea de deformare plastică a armăturii, în noua redactare această condiţie a fost completată cu o limitare suplimentară, efortul unitar de control trebuind concomitent să nu depăşească limita convenţională de curgere a armăturii, respectiv $\sigma_{0,\,2}$.

A doua limitare are însă un caracter formal, deoarece efortul unitar σ_0 nu se realizează în armătura elementului după transfer decît într-o anumită fază de încărcare, în care se produce anularea efortului unitar din fibra de beton de la nivelul armăturii considerate. Această încărcare se poate însă aplica numai în cursul exploatării, deci după trecerea unui interval de timp destul de lung de la transfer, cînd se manifestă, cel puţin parţial, pierderile de tensiune reologice; efortul unitar real din armătura pretensionată, în acea fază de încărcare, este sensibil mai redus decît valoarea σ_0 din faza iniţială. Se limitează astfel o valoare care nu se realizează practic niciodată în cursul vieţii construcţiei.

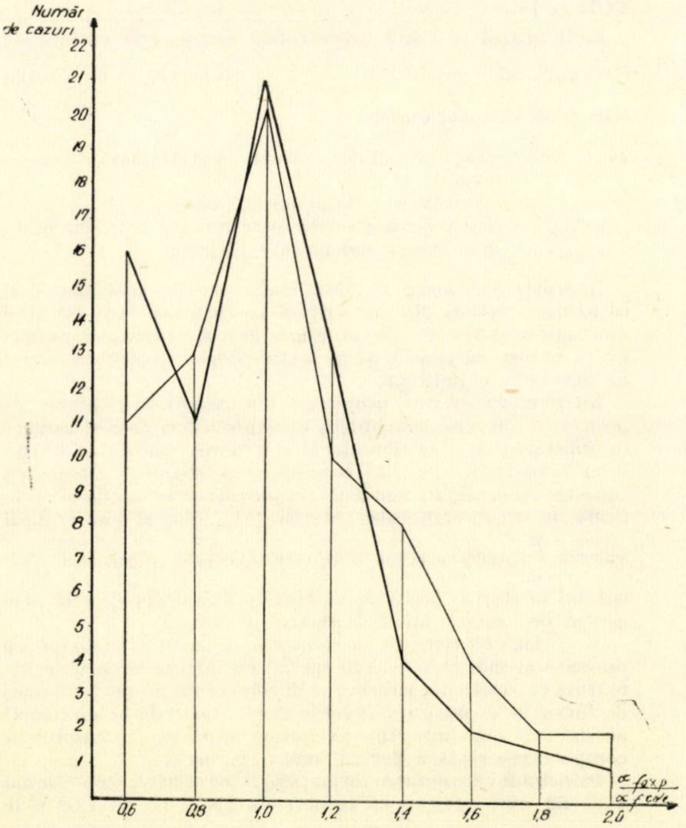


Fig. 2. Curbele de frecvenţă ale raportului $\frac{\alpha_f \text{ exp}}{\alpha_f \text{ calc}}$

Calculat conform P. 8 – 62
Calculat conform SNiP II.C – 1.62

7. Metoda de calcul la starea limită de rezistenţă a elementelor de beton precomprimat din P.8—62, prin introducerea unui coeficient al condiţiilor de lucru ale armăturii pretensionate din zona întinsă, m_p, permite a se ţine seamă de starea de eforturi din secţiune în momentul epuizării capacităţii portante, fără a necesita un volum important de calcule. Prin utilizarea tabelelor [7], [13], calculul se efectuează în aceleaşi condiţii ca şi pentru elemente obişnuite de beton armat.

Pe baza unor studii efectuate, s-a lărgit domeniul de aplicare a metodei, ea putînd fi utilizată cu rezultate satisfăcătoare, indiferent de modul de distribuire a armăturilor din zona întinsă.

De asemenea s-a arătat posibilitatea aplicării metodei şi la secţiuni de lăţime variabilă. De exemplu, pentru cazul unei secţiuni de formă trapezoidală, aproximaţia introdusă de metoda propusă faţă de valoarea teoretică este, în sens acoperitor, de circa 2%.

8. Pentru calculul la starea limită de apariţie a fisurilor la elementele de beton precomprimat de categoria I sau a II-a de fisurabilitate, în normativul condiţionat P.8—62 se prevedeau relaţii de calcul prin care se ţinea seamă şi de capacitatea de rezistenţă a betonului întins.

Aceste relaţii de calcul au o deplină justificare teoretică şi experimentală dacă betonul din zona întinsă a elementului este nefisurat. În realitate însă, din cauza condiţiilor de execuţie (tasarea eşafodajului), de păstrare a betonului (contracţii exagerate sau împiedicate) sau de manipulare şi transport, pot să apară fisuri în zona întinsă a elementelor [19].

De asemenea, după cum se ştie, verificarea elementelor de categoria a II-a de fisurabilitate la starea limită de apariţie a fisurilor se face la solicitarea datorită acţiunii încărcărilor normate; în viaţa construcţiei însă, încărcările normate pot fi depăşite în mod întîmplător, ceea ce poate avea ca urmare apariţia fisurilor în zona întinsă a betonului.

După cum se vede, din diferite cauze, este posibilă apariţia de fisuri în zona întinsă a betonului, în care caz verificarea la apariţia fisurilor, ţinînd seamă de capacitatea de rezistenţă a betonului întins, îşi pierde sensul şi deci şi valabilitatea; în aceste cazuri se impune un calcul la redeschiderea fisurilor (mai pe scurt la refisurare), respectiv evitarea apariţiei în secţiunile elementului a eforturilor unitare normale de întindere, care ar produce fisuri cu caracter permanent.

O altă inconsecvenţă a metodei din normativul condiţionat P. 8—62 o constituie faptul că atît pentru elementele de categoria I de fisurabilitate, la care încărcările exterioare se introduc cu valorile de calcul, cît şi pentru elementele de categoria a II-a, la care încărcările exterioare se introduc cu valorile normate, forţa de precomprimare se consideră afectată de coeficientul de imprecizie ($m_0 = 0{,}9$ sau 1,1, după cum e mai devaforabil), care este de fapt un coeficient de supraîncărcare.

Ţinînd seamă de aceste consideraţii, în proiectele prescripţiilor revizuite se renunţă la calculul la starea limită de apariţie a fisurilor (mod de calcul care îşi menţine întreaga valabilitate la stabilirea valorilor de control pentru verificări experimentale) şi se prevede numai un calcul la refisurare.

În funcţie de gradul de precomprimare (în faza finală, după realizarea tuturor pierderilor de tensiune), această modificare a modului de calcul poate duce, în mod aparent, la aceleaşi solicitări, la diferenţe importante în sensul necesităţii sporirii forţei de precomprimare. În tabela 4 sînt date valorile raportului între momentul de fisurare (M_f) şi cel de refisurare (M_{ref}), calculate cu relaţiile:

$$M_f = W(0{,}9\,\overline{\sigma}_{b_p} + \gamma\, R_t)$$

şi

$$M_{ref} = W\,\overline{\sigma}_{bp}.$$

în funcţie de $\overline{\sigma}_{bp}$ şi $\gamma = \frac{W_f}{W}$, pentru un beton B 400.

Se vede din tabela 4 că pentru cazul în care $\overline{\sigma}_{b_p} < 100$ kg/ /cm² M_{ref} este sensibil mai mic decît M_f.

La analizarea influenţei modificării modului de calcul asupra cantităţii de armătură pretensionată necesară trebuie ţinut seamă şi de următoarele:

— Consecvent principiului adoptat (evitarea apariţiei unor fisuri cu caracter permanent) în propunerile de prescripţii revizuite se prevede ca solicitările de calcul pentru verificarea la fisurare a elementelor de beton precomprimat să fie determinate ţinînd seamă de încărcările normate multiplicate cu un coeficient $n_f \leqslant 1{,}0$, funcţie de categoria elementului şi de natura încărcării, după cum urmează:

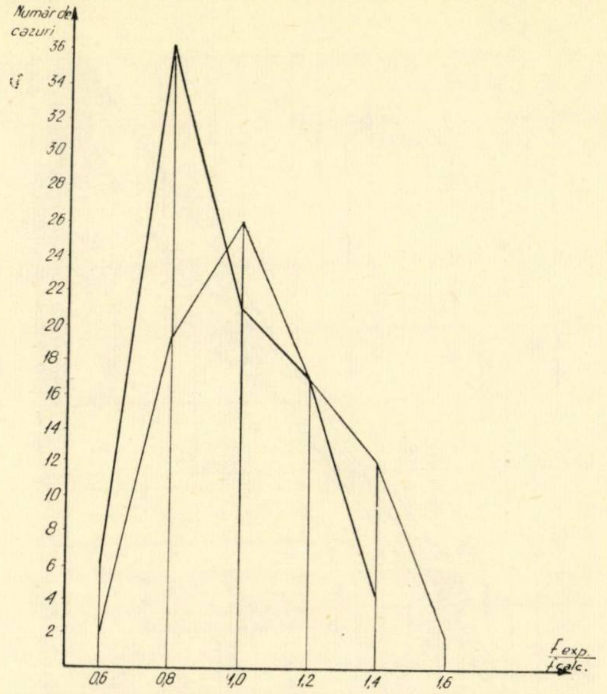


Fig. 3. Curbele de frecvenţă ale raporturilor dintre săgeţile experimentale şi cele calculate, conform normativului condiţionat P. 8—62, respectiv, conform normeler SNiP II.C—1.62

━━ Calculat conform P. 8—62
── Calculat conform SNiP II.C—1.62

$n_f = 1{,}0$ pentru încărcările permanente şi pentru încărcările temporare de lungă durată;
$n_f = 0{,}65$ pentru încărcarea din vînt;
$n_f = 0{,}8$ pentru restul încărcărilor.

În ceea ce priveşte valoarea de calcul a forţei de precomprimare pentru această verificare, ea se obţine tot din valoarea normată multiplicată cu coeficientul $n_f = 0{,}9$ sau 1,1 (după cum este mai defavorabil) pentru elementele de categoria I de fisurabilitate, respectiv $n_f = 1{,}0$ pentru elementele de categoria a II-a de fisurabilitate.

— În cazul unui grad final de precomprimare redus (cazul în care apar cele mai mari diferenţe între modul de calcul din P. 8—62 şi cel propus), aria armăturii pretensionate necesare rezultă, nu din calculul la fisurare, ci din calculul la starea

Tabela 4

Valoarea raportului $\frac{M_{ref}}{M_f}$

γ / $\overline{\sigma}_{bp}$	1,25	1,50	1,75
40	0,70	0,65	0,61
60	0,80	0,76	0,72
100	0,90	0,86	0,83
150	0,96	0,93	0,91
200	0,99	0,97	0,95
250	1,01	1,00	0,98

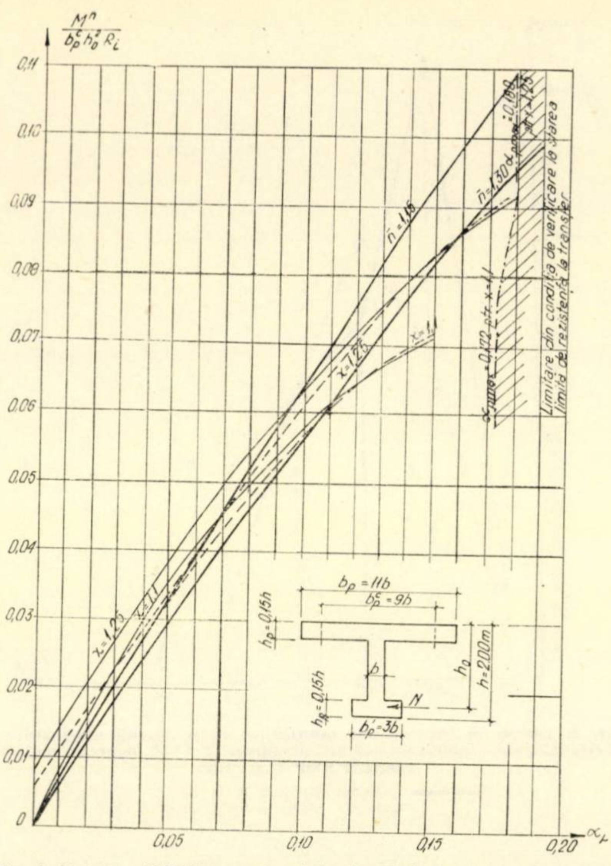


Fig. 4. Variația solicitării normate relative ($M^n/bh_0^2R_i$) pe care o poate prelua elementul $\chi = \frac{h_0}{h}$ $\bar{n}$ = coef. mediu de supraincărcare

——— Valori rezultate din verificarea la starea limită de rezistență în exploatare
– – – Valori rezultate din verificarea la starea limită de apariție a fisurilor
-·-·- Valori rezultate din verificarea la starea limită de refisurare

limită de rezistență. Pentru exemplificare, în graficul din figura 4 s-a reprezentat pentru o secțiune I, din categoria a II-a de fisurabilitate, variația solicitării normate relative ($M^n/bh_0^2R_i$) pe care o poate prelua elementul (considerînd $v = 1$, respectiv $n_f = 1$ pentru toate încărcările).

Din grafic rezultă că pentru un grad de precomprimare (valori α_p) relativ mic, cantitatea de armătură pretensionată necesară rezultă din verificarea la starea limită de rezistență. La valori relativ mai mari ale gradului de precomprimare, armătura pretensionată necesară rezultă din verificarea la fisurare, însă cantitatea respectivă din verificarea la refisurare (conform prevederilor din proiectele de prescripții revizuite) este, în acest domeniu, sensibil egală și chiar mai mică decît cea corespunzătoare verificării la starea limită de apariție a fisurilor conform P. 8—62.

Trebuie subliniat faptul că noul mod de calcul reprezintă și o reducere a volumului de calcule : întreg calculul la starea limită de fisurare a elementelor din categoria I și a II-a de fisurabilitate se reduce practic la compararea unor eforturi unitare cu anumite valori limită.

Verificările la starea limită de fisurare la transfer și la eforturi principale de întindere se efectuează de asemenea prin limitarea valorilor eforturilor unitare de întindere normale și principale.

Pentru elementele de beton precomprimat din categoria a III-a de fisurabilitate, condițiile de verificare din P.8—62 au rămas practic neschimbate.

9. La calculul pierderilor de tensiune s-au introdus unele corecții, pe baza rezultatelor cercetărilor experimentale efectuate în INCERC și a datelor mai noi din literatura tehnică de specialitate.

Astfel, valorile coeficienților de frecare k și σ, stabilite în P.8—62 pe baza unor încercări efectuate într-o fază relativ incipientă a tehnicii precomprimării în țara noastră, au fost reduse ca urmare a datelor experimentale mai recente [8], [9].

La elemente cu armătură preîntinsă, transferul se efectuează de regulă la cel puțin 16—24 ore după pretensionare. În acest interval de timp are loc aproximativ jumătate din pierderea de tensiune $\Delta\mu_r$, datorită relaxării armăturii, și în consecință s-a prevăzut să se țină seamă de acest fapt la calculul eforturilor unitare la transfer.

10. Pe baza unor noi studii efectuate în această perioadă [20], s-au propus unele modificări față de textul normativului condiționat P.8—62 și în privința condițiilor de ancorare și a lungimilor de petrecere, în cazul înnădirilor fără sudură ale armăturilor nepretensionate.

În privința lungimilor de ancorare necesare s-au menținut în general și indicațiile constructive din normativul condiționat P.8—62, ca valori maxime, dîndu-se însă și indicații de calcul bazate pe analiza stării de eforturi, pornind de la secțiunea în care vergeaua este necesară în întregime din calcul și nu de la secțiunea în care vergeaua nu mai este necesară , așa cum se face analiza în unele prescripții străine. Lungimile de petrecere la înnădirile fără sudură, prevăzute în proiectele de prescripții revizuite, sînt mai mari decît cele prevăzute în normativul condiționat P. 8—62 la oțelul TOR și întrucîtva și la OL 38 ; la PC 52 valorile sînt ceva mai mici decît cele prevăzute în normativul condiționat P. 8—62.

11. Se mai menționează că, deși nu intră în obiectul unui normativ cu specificul de calcul al elementelor de construcții, în proiectele de prescripții revizuite a fost introdusă o anexă în care se dau indicații asupra rigidităților ce trebuie luate în considerare la calculul solicitărilor.

Acest lucru a devenit necesar datorită faptului că în prezent nu sînt puse la punct metode de calcul al solicitărilor, care să țină seamă de rigiditățile reale ale elementelor în exploatare sau la rupere, și în consecință este necesar să se pună la îndemîna proiectanților o metodă simplă pentru determinarea solicitărilor care să se depărteze cît mai puțin, în sens acoperitor, de comportarea reală a structurilor.

III. Analiza rezultatelor obținute în proiectare, pe baza prevederilor din normativul condiționat P.8—62, a materialelor publicate în literatura de specialitate în perioada 1962—1965, precum și a rezultatelor teoretice și experimentale obținute în diferite studii elaborate în această perioadă la INCERC și Institutul de Construcții București, conduce la următoarele concluzii :

1. În etapa actuală, metoda care asigură cel mai înalt nivel științific al calculului elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat și, pe această bază, o utilizare eficientă a materialelor pe care le avem la dispoziție, este o metodă semiprobabilistică, în care se analizează diferite stări limită ale elementelor, ținînd seamă de mai mulți coeficienți de calcul diferențiați. Asemenea principii fundamentale au fost recomandate atît pe linie CAER, cît și în cadrul Comitetului European pentru Beton. Elaborarea unei metode în care să se utilizeze un coeficient unic, stabilit pe baze probabilistice, nu este în prezent posibilă din punct de vedere practic, rămînînd în continuare o problemă de studiu, a cărei rezolvare este legată de eforturile ce se depun în această direcție de oameni de știință din diferite țări.

2. Prevederile normativului condiționat P. 8—62, bazate pe principiile fundamentale menționate, s-au dovedit în general corespunzătoare. Ele asigură o proiectare mai judicioasă decît prevederile bazate pe principiile metodei „la rupere" și în consecință conduc la realizarea de economii la consumul de materiale.

Folosind rezultatele aplicării în practică a normativului condiționat și rezultatele cercetărilor efectuate în această perioadă în țară și străinătate, au fost propuse unele modificări și completări ale textului, care să asigure o mai bună apropiere de comportarea reală a construcțiilor și elementelor de construcții sau să conducă la simplificări ale calculului în cazurile curente.

3. Este necesar și posibil să se asigure intrarea în vigoare într-un termen relativ scurt a unor prescripții cu caracter general și necondiționat privind calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat, pe baza principiilor metodei stărilor limită. Bineînțeles că intrarea în vigoare a acestor prescripții trebuie considerată doar ca încheierea unei etape pe drumul îmbunătățirii continue a metodelor de calcul al construcțiilor. Cercetările în domeniul comportării și calculului betonului, betonului armat și betonului precomprimat, ce se efectuează în prezent în țara noastră, ca și în numeroase

alte ţări ale lumii, vor asigura fundamentarea teoretico-experimentală a unor etape ulterioare de îmbunătăţire a prescripţiilor.

Bibliografie

[1] * * * *Norme de proiectare a elementelor de construcţii din beton şi beton armat*, noiembrie 1963 ; recomandări ale Comisiei permanente pentru construcţii – CAER.

[2] * * * *Recomandări practice unificate pentru calculul şi execuţia lucrărilor de beton armat*, CEB, Paris, 1964.

[3] * * * *Recomandări practice unificate pentru calculul şi execuţia lucrărilor de beton precomprimat*, Buletinul de informare CEB Nr. 54, martie, 1966

[4] * * * *Elemente de construcţii de beton şi beton armat*. Norme de proiectare SNiP II. C – 1.62, Moscova, 1962.

[5] * * * *Prescripţii pentru beton precomprimat*, DIN 4227.

[6] * * * *Instrucţiuni pentru proiectarea elementelor de beton armat*, Moscova, 1964.

[7] * * * *Normativ condiţionat pentru calculul construcţiilor la stările limită*, vol. I, Ed. Tehnică, 1963.

[8] * * * *Calculul şi alcătuirea constructivă a elementelor de construcţii din beton, beton armat şi beton precomprimat* (definitivarea normativului condiţionat P. 8–62), Proiect, redactare unică, mai 1965.

[9] * * * *Construcţii civile şi industriale. Calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat*, proiect de standard redactarea II, 1966

[10] * * * *Construcţii civile şi industriale. Calculul elementelor de beton armat* Prescripţii ; STAS 1546–50.

[11] Nicolau V. : *Betonul armat*. Ed. Tehnică, 1962.

[12] Nicolau V. : *Betonul precomprimat*, Ed. Tehnică, 1964.

[13] Nicula I., Damian C., Enescu St., Weissenberg M., Löbel L., Tannenbaum M. : *Îndrumător pentru calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat prin metoda stărilor limită*. Ed. Tehnică, 1963.

[14] Löbel L., Moroianu A. : *Studiul pierderilor de tensiune în armătura elementelor din beton precomprimat. Influenţa deformaţiilor de durată a betonului*, referat cu concluzii, INCERC, 1961.

[15] Löbel L., Moroianu A., Iuster E. : *Studiu bibliografic privind deformaţia de durată a betonului*. INCERC, 1961.

[16] Weissenberg M., Löbel L. : *Probleme în legătură cu calculul la forţe tăietoare al elementelor încovoiate de beton armat pentru poduri de şosea*. Comunicare la simpozionul Institutului de construcţii Bucureşti, noiembrie 1963.

[17] Löbel L., Weissenberg M. : *Comportarea la acţiunea forţelor tăietoare a grinzilor de beton armat şi beton precomprimat. Studiu comparativ între rezultatele experimentale cunoscute din literatură şi metoda de calcul conform normativului condiţional* P. 8–62, INCERC, decembrie, 1964.

[18] Weissenberg M., Tătaru G. : *Compararea de rezultate experimentale obţinute în studii ale secţiei prefabricate cu datele calculului conform normativului condiţionat* P. 8–62, INCERC, decembrie 1963.

[19] Călin G., Weissenberg M., Löbel L., Ciună G., Stănescu A. : *Consideraţii privind aplicarea la podurile de beton precomprimat a metodei de calcul la stări limită*. Comunicare la sesiunea ştiinţifică a Institutului de construcţii, Bucureşti, noiembrie 1964.

[20] Weissenberg M., Sachelarescu N., Tătaru G. : *Influenţa aderenţei şi ancorării armăturilor asupra capacităţii portante a elementelor de beton armat*, părţile I–IV, INCERC, 1962–1964.

[21] Löbel L., Popăescu A. : *Stabilirea pierderilor de tensiune din armătura pretensionată datorite deformaţiei în timp a betonului*, INCERC, 1964.

[22] Löbel L., Weissenberg M. : *Calculul elementelor încovoiate de beton armat la acţiunea forţei tăietoare*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 7, 1964.

[23] Löbel L., Weissenberg M. : *Metode de calcul al grinzilor de beton armat şi beton precomprimat la acţiunea forţelor tăietoare*, INCERC 1963.

[24] Dascălu Gr., Găină N., Ungureanu I., Viespescu D. : *Ferme asamblate din panouri prefabricate prin post-întinderea armăturii. Ferme de catalog de 18,00 m deschidere pentru hale industriale*, INCERC, 1961.

[25] Damian Fl., Dascălu Gr., Găină N., Viespescu D. : *Referat cu concluzii privind prototip de element longitudinal prevăzut cu diagonale de beton armat pentru hale industriale cu travee de 12 m*, INCERC, 1962.

[26] Dascălu Gr., Rüber E., Viespescu D. : *Referat cu concluzii privind prototip de element longitudinal principal prevăzut cu diagonale de beton precomprimat pentru hale industriale cu travee de 12 m*, INCERC, 1962.

[27] Dascălu Gr., Viespescu D. : *Ferme de catalog pentru hale industriale. Referat cu concluzii privind încercarea prototipului fermei F 24–125*, INCERC 1933.

[28] Pachiţac M., Rüber E., Viespescu D. : *Încercări pe elemente prefabricate din beton armat şi beton precomprimat necesare elaborării proiectelor tip Elemente de beton precomprimat pentru hale industriale universale tipizate Ansamblu de două ferme jug (proiect tip/I) cu continuitate*. Experimentări şi referat cu concluzii, INCERC, 1965.

[29] Pachiţac M., Rüber E., Viespescu D. : *Încercări pe elemente prefabricate din beton armat şi beton precomprimat necesare elaborării proiectelor tip. Elemente de beton precomprimat pentru hale industriale universale tipizate. Ansamblu de două ferme 18×6 m (proiect IPCT 2066/b) cu continuitate*. Experimentări şi referat cu concluzii, INCERC, 1965.

[30] Tannenbaum M., Viespescu D. : *Rezultate experimentale obţinute de INCERC în 1963 la încercări de ferme şi grinzi asamblate prin precomprimare din elemente prefabricate*. Simpozion IPCT, 1964.

[31] Tannenbaum M. : *Calculul la starea limită de rezistenţă al elementelor de beton precomprimat*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 11, 1963.

Simplificări privind aplicarea practică a calculului deschiderii fisurilor şi a calculului săgeţilor la elemente de beton*

Prof. ing. V. Nicolau şi ing. M. Weissenberg

1. Utilizarea de oţeluri superioare, care lucrează în exploatare cu eforturi unitare ridicate, precum şi a unor elemente suple, realizate cu alte tehnologii decît cele din primele perioade de dezvoltare a betonului armat, conduc la necesitatea unei analize atente a comportării elementelor de beton armat în stadiul de exploatare. Ţinînd seamă şi de lărgirea domeniului de utilizare a betonului armat, în condiţii care cer adesea o limitare mai severă a deschiderii fisurilor sau a deformaţiilor, apare pe deplin justificată tendinţa prescripţiilor mai noi pentru calculul betonului armat de a pune la îndemîna proiectanţilor mijloace practice pentru estimarea mărimii deschiderii fisurilor şi a deformaţiilor. Prevederi corespunzătoare apar de altfel şi în recomandările cu caracter internaţional publicate în ultimii ani ([2], [3]).

În normativul condiţionat P. 8–62, „CALCULUL ŞI ALCĂTUIREA CONSTRUCTIVĂ A ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢII CIVILE ŞI INDUSTRIALE DIN BETON, BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT" [1], ca şi în proiectele de prescripţii revizuite, elaborate ulterior în ţara noastră [1], [4] se dau indicaţii concrete cu privire la calculul deschiderii fisurilor şi al săgeţilor.

2. Pentru *calculul deschiderii fisurilor* la elemente de beton armat, în normativul condiţionat P. 8–62 se prevede relaţia cunoscută :

$$\alpha_f = \lambda_f \frac{\psi\sigma_a}{E_a}, \qquad (1)$$

în care distanţa dintre fisuri λ_f se determină cu relaţia :

$$\lambda_f = \beta_f \frac{A_{bt}}{u}, \qquad (2)$$

iar coeficientul $\psi = \frac{\varepsilon_{am}}{\varepsilon_a}$ se calculează cu relaţia :

$$\psi = 1 - \bar{\beta} \frac{A_{bt} R_t^n}{A_a \sigma_a}. \qquad (3)$$

Modul de determinare a distanţei dintre fisuri şi a coeficientului ψ se bazează pe studii teoretice şi experimentale originale ([8], [10]) şi prezintă unele deosebiri faţă de datele din literatura străină de specialitate.

În ceea ce priveşte recomandările cu caracter internaţional apărute după 1962 :

– în recomandările CAER [2] se dă numai relaţia (1) şi o relaţie pentru stabilirea lui ψ ca în normele sovietice [5], fără a se preciza cum trebuie efectuat calculul distanţei dintre fisuri ;

– în principiile CEB [3], la punctul P.3, 312, se prevede aceeaşi relaţie pentru calculul deschiderii fisurilor, iar pentru distanţa dintre fisuri se indică doar parametrii principali de care depinde λ_f :

$$\lambda_f = f\left(\frac{R_t}{\tau_a} \cdot \frac{A_b}{u}\right). \qquad (4)$$

---

* Articol redactat pe baza comunicării prezentate la sesiunea ştiinţifică a cadrelor didactice din Institutul de Construcţii Bucureşti, decembrie 1966.

Ţinînd seamă de cele arătate, în propunerile de revizuire a prescripţiilor din Republica Socialistă România, elaborate în 1965 şi 1966 ([1], [4]), s-a prevăzut menţinerea aceloraşi relaţii ca în normativul condiţionat P.8—62, care au o bază teoretică corespunzătoare şi conduc la rezultate comparabile cu cele deduse prin încercări.

S-a propus doar modificarea coeficientului β_f pentru oţelul TOR :

$$\beta_f = 0{,}45 + 30 \frac{\mu}{d}, \tag{5}$$

în loc de :

$$\beta_f = 0{,}4 + 30 \frac{\mu}{d}, \tag{6}$$

întrucît încercările din ultimii ani au pus în evidenţă faptul că oţelul TOR 47, din producţia curentă, are o aderenţă ceva mai slabă decît cea luată în considerare iniţial, la elaborarea normativului condiţionat P. 8—62.

3. În perioada de aplicare condiţionată a normativului P. 8—62, diferite organizaţii de proiectare au solicitat elaborarea unor metode cît mai simple pentru calculul deschiderii fisurilor în cazurile curente.

Pe lîngă necesitatea de a nu încărca în mod exagerat organizaţiile de proiectare, cerinţa se justifică şi prin caracterul relativ al datelor pe care le poate furniza calculul în privinţa deschiderii fisurilor :

— la stabilirea relaţiilor de calcul se folosesc diferite aproximări care se depărtează destul de mult de realitate (calculul se face pentru moment încovoietor constant, se neglijează lucrul betonului întins de deasupra fisurii, precum şi alungirea betonului întins dintre fisuri etc.) ;

— împrăştierea rezultatelor experimentale este foarte mare, fiind legată de influenţa a numeroşi factori care condiţionează aderenţa şi în ansamblu deschiderea fisurilor (de altfel, înseşi determinările experimentale nu se fac pe baza unei metodologii unitare, ceea ce permite unele interpretări subiective) ;

— însăşi valorile limită admise pentru deschiderea fisurilor prezintă un anumit grad de convenţionalitate.

În recomandările CEB, în acelaşi punct P 3,312, după expunerea relaţiilor de principiu, se menţionează :

,,Totuşi, poziţia şi deschiderea fisurilor, chiar într-o zonă de întindere constantă în oţel, variază şi ele sînt afectate de un mare număr de factori, cum ar fi prezenţa etrierilor. Deschiderea maximă a fisurilor poate atinge 1,5...2 ori deschiderea medie.

Ţinînd seamă de toate aceste incertitudini, nu se recomandă să se efectueze, în proiecte, un calcul teoretic complet al fisurării. În prescripţii vor trebui date formule simple ...''.

Mai mult chiar, pentru cazurile curente, se consideră că se pot da, pe baza unei analize efectuate prin calcul de elaboratorii prescripţiilor, indicaţii cu caracter constructiv care să asigure o bună comportare din punct de vedere al deschiderii fisurilor, fără a mai efectua calcule propriu-zise.

4. În normele sovietice [5], se prevede că :

,,Se permite să nu se verifice prin calcul deschiderea fisurilor normale la acele elemente care nu se găsesc în condiţiile unui mediu agresiv sau sub presiunea unui material necoeziv sau a lichidelor şi care nu se calculează la oboseală, dacă au armătura longitudinală de rezistenţă din oţel de clasa A I sau A II'' (punctul 4.7) ; de asemenea : ,,Se poate renunţa la calculul deformaţiilor şi al deschiderii fisurilor la elementele de beton armat, dacă pe baza folosirii în practică sau a verificării experimentale a elementelor, conform unor instrucţiuni speciale, se stabileşte că rigiditatea elementelor în stadiul de exploatare este suficientă şi mărimea deschiderii fisurilor ... nu depăşeşte valorile limită admise'' (punctul 4.3).

Pentru elementele la care trebuie făcut totuşi calculul, în proiectul de instrucţiuni elaborat în 1964 [6], se dau nişte coeficienţi întabulaţi funcţie de $\mu\, n$,

$$\gamma = \frac{(b_p - b)\, h_p + \dfrac{n}{\nu} A_a'}{b\, h_0} \text{ şi } L = \frac{M}{b h_0^2\, R_i^n}\,.$$

În recomandările CEB [3], la punctul R 4,41 se prevede că în cazurile curente, pentru ,,construcţii obişnuite neprotejate'', diametrele maxime ale armăturilor longitudinale de rezistenţă din elementele încovoiate trebuie să respecte indicaţiile din figura 1 (pentru secţiuni dreptunghiulare şi T cu talpa în zona comprimată).

Pentru ,,construcţiile obişnuite protejate'' se admite utilizarea de diametre mergînd pînă la 1,5 ori valorile din figura 1, iar pentru construcţiile în atmosferă foarte agresivă sau care trebuie să asigure etanşeitatea se cer ,,precauţiuni speciale, de studiat în fiecare caz particular''.

Se menţionează de asemenea unele măsuri constructive suplimentare pentru a împiedica o deschidere excesivă a fisurilor în diferite elemente de construcţie (la grinzi înalte, tălpi din zona întinsă a grinzilor T, plăci plane şi curbe).

5. În materialele ajutătoare pentru aplicarea normativului condiţionat P.8—62 s-a căutat de la început să se ţină seamă de posibilităţile de simplificare ce rezultă din structura relaţiilor de calcul din normativ, care, deşi suficient de corecte, sînt mai uşor de aplicat decît alte relaţii de acelaşi tip.

În manualul de ,,Beton armat'' [8], în ,,Îndrumătorul de calcul'' [9], precum şi în materialele de uz intern difuzate încă la instructajul organizat la INCERC în aprilie 1963, au fost date grafice din care se poate scoate cu uşurinţă, pentru elemente încovoiate, valoarea α_f/ψ pentru diferite raporturi p/d şi $\overline{A}$ (fig. 2) :

$$p = \frac{100\, A_a}{b\, h_0};\ d = \text{diametrul în cm};\ \overline{A} = \frac{b_p - b}{b} \cdot \frac{h_p}{h}.$$

S-au dat de asemenea alte grafice pentru determinarea lui ψ.

Materialele ajutătoare au fost elaborate pentru elemente solicitate la încovoiere, ele putînd fi însă uşor adaptate şi la alte tipuri de solicitări.

Aproximaţiile introduse la trasarea graficelor α_f/ψ funcţie de p/d au fost :

— se consideră A_{bt} aria zonei de beton de sub axa centrului de greutate al secţiunii de beton :

— se admite $\dfrac{h_0}{h} \simeq 0{,}9$ şi $\dfrac{h_p}{h_0} \simeq 0{,}1$;

— se consideră $\sigma_a = \dfrac{R_a}{n} \simeq \dfrac{R_a}{1{,}2}$.

Ulterior, pentru a uşura şi mai mult proiectarea în cazurile curente, s-au dedus valorile limită ale raportului p/d corespunzător deschiderilor de fisuri de 0,2 şi respectiv 0,3 mm, luînd acoperitor $\psi = 1$ (s-au folosit direct graficele de tipul celor din figura 2).

Aproximaţia introdusă prin utilizarea lui $\psi = 1$ este relativ redusă în cazurile unor procente mijlocii sau mari de armare ; într-adevăr, ţinînd seama de valorile din normativul condiţionat P. 8—62, rezultă, pentru elemente la care solicitările de lungă durată reprezintă 20—50 % din solicitarea totală :

$$\psi \simeq 1 - \frac{0{,}05\ \ldots\ 0{,}15}{p}$$

respectiv, pentru procente de armare de ordinul a 1 % sau mai mult, $\psi \simeq 0{,}85...0{,}95$.

Folosind graficele menţionate şi luînd $\psi = 1$, rezultă că nu mai este necesară efectuarea unui calcul al deschiderii fisurilor dacă raportul p/d depăşeşte valorile din tabela 1 (secţiuni dreptunghiulare şi T cu talpa în zona comprimată).

Din analiza datelor cuprinse în tabela 1, rezultă că în cazurile curente nu este necesară verificarea prin calcul a deschiderii fisurilor, chiar dacă condiţia limită este $\alpha_f \leqslant 0{,}2$ mm. Într-adevăr, dacă ne referim la plăci, deschiderea fisurii este mai mică decît 0,2 mm la procente de armare de ordinul a 0,2 % pentru $d = 6$ mm, respectiv 0,35 % pentru $d = 10$ mm ; la grinzi, chiar de secţiune T, cu $\overline{A} = 1$, rezultă 1,2 % pentru $d = 20$ mm (oţel OL 38 sau PC 52).

Cînd limita admisă este $\alpha_f = 0{,}3$ mm, condiţia este şi mai uşor de respectat ; într-adevăr, tot pentru oţelul OL 38 sau PC 52, rezultă în acest caz, la $d = 20$ mm şi $\overline{A} = 1$, $p < 0{,}6\ \ldots\ 0{,}7\,\%$, ceea ce se realizează în mod obişnuit.

Este clar că permisiunea prevăzută în normele sovietice (punctul 4.7) este justificată şi că o analiză pe baza tabelului 1 poate permite renunţarea la efectuarea calculului şi în alte cazuri.

Datele din graficul prevăzut în recomandările CEB (punctul R.4.41) corespund aproximativ situaţiei $\alpha_f = 0{,}2$ mm pentru

$\overline{A} = 1$. Modul de prezentare propus în proiectele de revizuire a prescripțiilor noastre (tabela 1) permite o mai sugestivă înțelegere a condițiilor cerute și, fiind mai analitic (introducînd și parametrul $\overline{A}$), conduce la posibilitatea de a renunța la unele acoperiri suplimentare ce apar în recomandările CEB. De exemplu, pentru secțiuni dreptunghiulare, sporul admisibil al diametrelor în cazul trecerii de la $\alpha_f = 0{,}2$ mm la $\alpha_f = 0{,}3$ mm, este prevăzut după recomandările CEB de circa 50 %; dacă $\overline{A} = 1$, sporul admisibil poate ajunge însă pînă la 70 %.

6. În ceea ce privește *săgețile elementelor încovoiate* de beton armat, în normativul condiționat P. 8–62 se prevede efectuarea calculului cu rigiditatea :

$$K = \frac{E_a}{\psi} A_a \zeta_2 (1 - \xi_2) h_0^2, \tag{7}$$

în care : $\xi_2 = \frac{x}{h_0}$ și $\zeta_2 = \frac{z}{h_0}$ se determină pe baza ipotezelor privitoare la comportarea elementelor în stadiul II, inclusiv influența creșterii deformațiilor betonului în timp, luată în considerare prin introducerea coeficientului :

$$n' = \frac{E_a}{E_b}\left(1 + \frac{\mu R_a}{40}\right) (1 + v \overline{\varphi}) \leqslant 5 \frac{E_a}{E_b} \cdot \tag{8}$$

7. Recomandările pentru standardizare CAER prevăd un calcul al săgeților care corespunde în general cu cel din normele sovietice [5] și care este bazat pe principii generale asemănătoare celor care au stat la baza prevederilor din normativul condiționat. Relațiile concrete de calcul sînt relativ complicate :

$$K = \frac{h_0 z_2 E_b}{\frac{\psi_a}{n A_a} + \frac{0{,}9}{\nu} \cdot \frac{1}{A_b' + \frac{n}{\nu} A_a'}}, \tag{9}$$

în care :

$$\psi_a = 1{,}3 - s \frac{M_{fb}}{M}, \tag{10}$$

s și ν fiind coeficienți funcție de natura suprafeței armăturii și de durata încărcării, iar înălțimea zonei comprimate ξ_2 (necesară pentru determinarea ariei zonei comprimate de beton A_b') se face cu relația :

$$\xi_2 = \frac{1}{1{,}8 + \frac{2{,}5\ T + 1}{10\ n A_a} (1 + 5 L) b h_0} \leqslant 1, \tag{11}$$

Tabela 1

Raporturi $\frac{p}{d}$ peste care nu mai este necesară efectuarea calculului deschiderii fisurilor

Deschiderea maximă admisă $\overline{A} = \frac{bp-b}{b} \cdot \frac{h0}{h}$ Calitatea oțelului	$\alpha_f = 0{,}2$ mm			$\alpha_f = 0{,}3$ mm		
	$\overline{A} = 0$ (secțiune dreptunghiulară)	$\overline{A} = 1$	$\overline{A} = 3$	$\overline{A} = 0$	$\overline{A} = 1$	$\overline{A} = 3$
OL 38	0,35	0,60	0,70	0,25	0,35	0,40
TOR 47	0,40	0,70	0,80	0,25	0,40	0,45
PC 52	0,35	0,60	0,70	0,25	0,30	0,40
PC 60	0,45	0,70	1,00	0,30	0,45	0,50

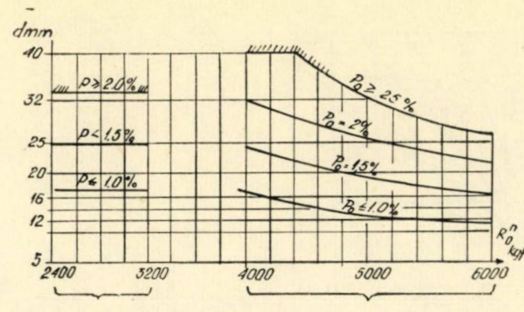


Fig. 1

unde :

$$L = \frac{M}{2 b h_0^2 R_i}; \quad T = \gamma' \left(1 - \frac{h_p}{2 h_0}\right);$$

$$\gamma' = \frac{(b_p - b) h_p + \frac{n}{\nu_0} A_a'}{b h_0}.$$

Recomandările CEB [3] nu cuprind decît unele indicații generale și o referire la relația generală :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{|\varepsilon_a| + |\varepsilon_b|}{h_0}, \tag{12}$$

unde ε_a și ε_b sînt deformațiile specifice din zona întinsă (alungirea medie a armăturii) și, respectiv, din zona comprimată (scurtarea specifică a betonului, ținînd seamă de efectul curgerii lente și al contracției).

În comentariile la recomandări (punctul CR 4,421) se dau indicații privind o metodă simplificată de calcul al săgeților sub încărcări de scurtă durată (sub 24 ore). Se propune sumarea săgeții calculate pentru solicitarea dinainte de fisurare cu săgeata după fisurare, luînd ca limită superioară o valoare determinată cu o rigiditate calculată asemănător cu prescripțiile noastre :

$$K = E_a A_a h_0^2 (1 - 2 \xi_{rd}) \left(1 - \frac{2}{3} \xi_{rd}\right), \tag{13}$$

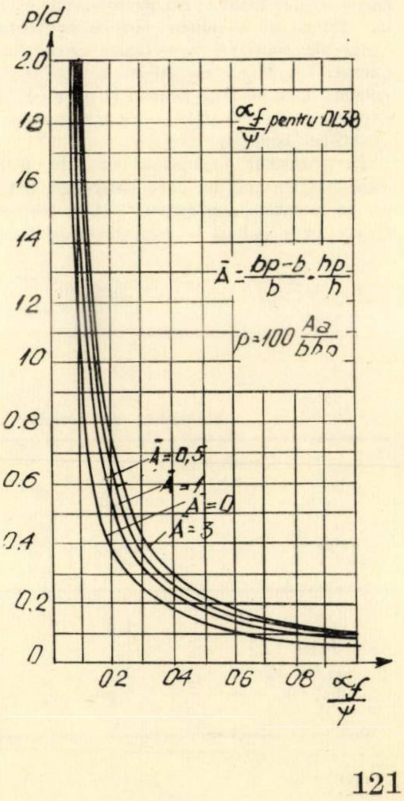


Fig. 2

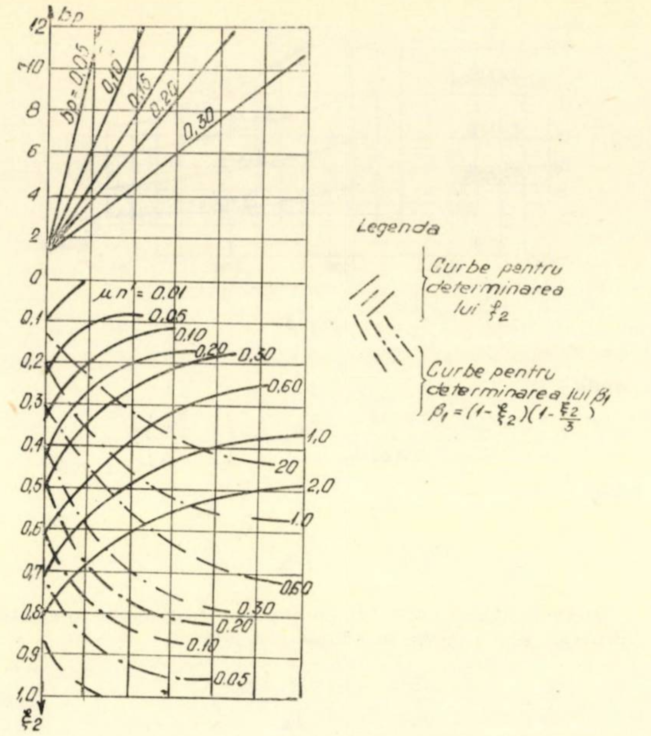


Fig. 3

în care:

$$\xi_{rd} = \mu \frac{R_a}{R_i};$$

se vede că s-a luat $\psi = 1$ și s-au determinat valorile lui ξ_2 și ζ_2 corespunzînd unei înălțimi a zonei comprimate de beton în stadiul II egală cu de două ori înălțimea zonei comprimate la rupere, pentru o secțiune dreptunghiulară.

Pentru efectul de durată se recomandă (punctul CR 4,422) înmulțirea cu 3 a săgeții corespunzînd solicitării de lungă durată.

8. Adoptarea unor metode cît mai simple pentru verificarea stării limită de deformații este justificată nu numai de cerința de a ușura munca proiectanților, dar și de aproximațiile relativ importante care stau la baza relațiilor de calcul, împrăștierea mare a rezultatelor experimentale, în special dacă se ține seamă și de efectul deformațiilor în timp, precum și de criteriile relativ empirice pe baza cărora au fost stabilite săgețile limită.

În proiectul de instrucțiuni la normele sovietice [6] se dau diferite tabele care ușurează determinarea rigidității K, iar în normele americane [7] se permite să nu se facă o verificare prin calcul a săgeților, dacă:

$$\mu \leqslant \alpha \frac{R_{cil}}{R_a} \tag{14}$$

(α fiind un coeficient numeric prevăzut cu valoarea 0,18 pentru modul de stabilire a rezistențelor de calcul indicat în prescripțiile respective).

În manualul de „Beton armat“ [8], „Îndrumătorul de calcul” și în materialele de uz intern difuzate la instructajul organizat la INCERC în aprilie 1963, s-a dat un grafic pentru determinarea lui $\beta_1 = \zeta_2 (1 - \xi_2)$, (fig. 3).

9. Ulterior, pentru a ușura și mai mult proiectarea în cazurile curente, s-au utilizat următoarele considerente:

$$f = \frac{S\,M\,l^2}{\dfrac{E_a}{\psi} A_a\, z_2\, h_0\, (1 - \xi_2)}. \tag{15}$$

Aproximînd $\psi = 1$ și ținînd seamă de faptul că:

$$\frac{M}{E_a A_a z_2} = \varepsilon_{a2},$$

se poate scrie:

$$\frac{f}{l} = S \frac{\varepsilon_{a2}}{1 - \xi_2} \cdot \frac{l}{h_0}. \tag{16}$$

Introducînd în relația (16), $\varepsilon_{a2} = \dfrac{\sigma_{a2}}{E_a} = \dfrac{R_a}{nE_a} = \dfrac{R_a}{1{,}2\,E_a}$ cu valoarea lui R_a corespunzătoare diferitelor calități de oțeluri utilizate în țara noastră, considerînd $S = \dfrac{5}{48}$ ca valoare în general acoperitoare pentru elemente simplu rezemate și luînd cu aproximație $h_0/h = 0{,}9$, se poate alcătui un tabel care să exprime relația dintre tipul oțelului, raportul h/l și ξ_2, pentru raporturi f/l limită admise.

Dacă se ia acoperitor valoarea lui ξ_2 pentru secțiune dreptunghiulară și corespunzînd unui $n' = 5\,n \simeq 45$ (pentru B 150), se poate înlocui relația față de ξ_2 cu o relație față de μ.

În tabela 2 sînt arătate rezultatele ce se obțin prin acest mod aproximativ, acoperitor, de calcul: elementele simplu rezemate (și bineînțeles și cele avînd încastrări la capete), care au procente de armare mai mici decît cele din tabelă nu mai trebuie calculate la starea limită de deformație.

Indicațiile din tabela 2 arată că sînt destul de numeroase cazurile în care calculul deformațiilor nu mai este necesar (de exemplu grinzi avînd $h/l \geqslant 1/15$ și armate cu oțel OL 38 cu $p \leqslant 2{,}2\,\%$ sau armate cu oțel PC 52 cu $p \leqslant 1{,}2\,\%$ sau aceleași condiții pentru $h/l \geqslant 1/10$, dacă valoarea limită admisă a săgeții este $l/300$).

Condiția prevăzută în ACI 318—63, pentru a se permite renunțarea la efectuarea calculului săgeților, este oarecum comparabilă, dar se referă la un domeniu mai restrîns.

Într-adevăr, în normele americane, pentru a se putea renunța la acest calcul se cere ca oțelul să aibă o rezistență normată de maximum 40 000 psi *, ceea ce corespunde unei calități între PC 52 și OL 38, să aibă raportul $h/l \geqslant 1/20$ și să fie respectată condiția menționată, ceea ce corespunde unor valori de același ordin de mărime

$$\mu \leqslant 0{,}18 \frac{R_{cil}}{R_a}$$

ca cele din tabela 2.

---

* Funt pe țol pătrat.

Tabela 2

Procente de armare p (%) sub care nu mai este necesară verificarea prin calcul a săgeților

Condiția limită / Calitatea oțelului $\frac{h}{l}$	$\frac{f}{l} \leqslant \frac{l}{200}$					$\frac{f}{l} \leqslant \frac{l}{300}$		
	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$
OL 38	4,2	2,2	1,2	0,45	0,25	2,2	1,0	0,45
TOR 47 și PC 52	2,7	1,2	0,6	0,1	—	1,2	0,45	0,1
PC 60	1,9	0,8	0,35	—	—	0,45	0,24	—

Tabela 3

Procente de armare p (%) sub care nu mai este necesară verificarea prin calcul a săgeților la secțiuni T cu talpa în zona comprimată $\overline{A} = 1$

Condiția limită / $\frac{h}{l}$ / Calitatea oțelului	$\frac{f}{l} \leqslant \frac{l}{200}$			$\frac{f}{l} \leqslant \frac{l}{300}$		
	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{30}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{20}$
OL 38	5,7	4,4	2,1	5,7	4,0	2,1
TOR 47 și PC 52	4,4	2,8	0,7	4,4	2,1	0,7

Trebuie remarcat că și în comentariile recomandărilor CEB se găsește o indicație asemănătoare. Se precizează că metoda simplificată arătată la punctul CR 4,421 este aplicabilă numai dacă se respectă condiția:

$$\mu \leqslant 0{,}25 \frac{R_i^n}{R_a^n},$$

unde R_i^n și R_a^n sînt valorile caracteristice ale rezistenței betonului și armăturii, care diferă oarecum de valorile normate conform prescripțiilor noastre.

Cu toate acestea, deși criteriul propus permite restrîngerea domeniului în care trebuie efectuat calculul săgeților, rămîn unele cazuri, relativ curente, în care totuși această verificare trebuie făcută. Se pot utiliza, bineînțeles, tabele sau grafice ajutătoare, care să reducă simțitor timpul necesar pentru efectuarea calculului. În figura 4 se arată, ca simplificare, un asemenea grafic, distribuit încă la instructajul organizat la INCERC în 1963; se obține un coeficient γ, cu care se poate intra în relația:

$$\frac{f}{l} = S\,\psi \frac{l}{h_0} \cdot \frac{1}{\gamma'}. \tag{17}$$

De altfel, se poate restrînge mai mult domeniul cazurilor în care trebuie efectuat calculul, dacă se diferențiază secțiunile T față de cele dreptunghiulare, introducînd în relația (16) valoarea lui ξ_2 corespunzătoare. Se poate utiliza pentru aceasta partea din dreapta a graficului din figura 4. Pentru aceleași condiții care au fost folosite la elaborarea tabelei 2, se obțin procentele de armare din tabela 3 pentru cazul $\overline{A} = 1$.

10. Propunerile făcute pentru simplificarea calculului săgeților reprezintă un prim pas în această direcție.

În planul de cercetări pe 1967 este prevăzută, cu responsabilitatea INCERC și cu colaborarea unor catedre din învățămîntul superior și a unor organizații de proiectare, o temă de cercetare constînd în compararea rezultatelor ce se obțin în proiectare pe baza diferitelor prescripții privind calculul săgeților. Confruntarea ulterioară a acestor rezultate cu date experimentale cunoscute din literatură și completarea eventuală cu noi studii teoretice și experimentale vor permite îmbunătățirea prescripțiilor de calcul într-o etapă viitoare, prevăzută în jurul anului 1970.

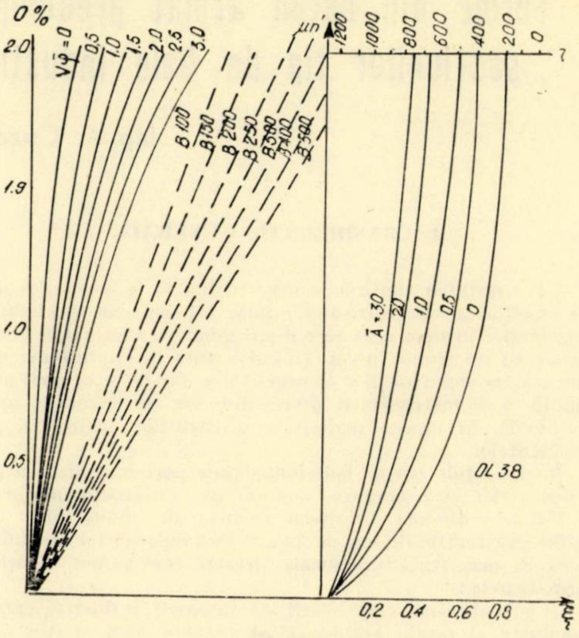


Fig. 4

11. În concluzie, prevederile prescripțiilor românești referitoare la calculul deschiderii fisurilor și al săgeților elementelor de beton armat pot fi aplicate și prin utilizarea unor verificări sumare, dar acoperitoare, care satisfac majoritatea cazurilor curente întîlnite în proiectare.

Bibliografie

[1] * * * *Normativ condiționat pentru calculul construcțiilor la stările limită.* Vol. I, București, Ed. Tehnică 1963 (incl. propunerea de revizuire elaborată în 1965 de Comisia centrală pentru elaborarea prescripțiilor de calcul prin metoda stărilor limită).

[2] * * * *Norme de proiectare a elementelor de construcții din beton și beton armat.* noiembrie, 1963 (recomandări ale Comisiei permanente pentru construcții CAER).

[3] * * * *Recomandări practice unificate pentru calculul și execuția lucrărilor de beton armat*, CEB, Paris, 1964.

[4] * * * *Construcții civile și industriale. Calculul elementelor de beton armat. Prescripții; STAS 1546–50* (incl. propunerea de revizuire elaborată în 1966 de INCERC).

[5] * * * *Elemente de construcții din beton și beton armat. Norme de proiectare; SNiP II. C*–1.62; Moscova 1962.

[6] * * * *Instrucțiuni pentru proiectarea elementelor de beton armat.* Moscova 1964 (pentru proiectarea experimentală).

[7] * * * ACI Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318–63), Iunie, 1963.

[8] Nicolau V.: *Betonul armat*, București, Ed. Tehnică, 1962.

[9] Nicula I., Damian C., Enescu St., Weissenberg M., Löbel L., Tannenbaum M.: *Îndrumător pentru calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat prin metoda stărilor limită*, București, Ed. Tehnică, 1963.

[10] Nicolau V., Weissenberg M., Ionescu P.: *Calculul deschiderii fisurilor și a săgeților în proiectul de normativ pentru calculul elementelor de beton armat prin metoda stărilor limită.* Buletinul Institutului de construcții București Nr. 8/1961.

[11] * * * *Probleme ale comportării elementelor de beton armat și beton precomprimat la diverse solicitări și ale dezvoltării modului lor de calcul prin metoda stărilor limită.* Referat de sinteză la sesiunea științifică INCERC 1966.

[12] Nemirowschi I. M.: *Căile îmbunătățirii teoriei calculului deformațiilor și deschiderii fisurilor în betonul armat.* Materialele secției I a celei de a VI-a Conferințe pentru beton armat, Riga, 1966.

Ferme din beton armat precomprimat realizate cu continuitate în cadrul secțiunilor tip de hale industriale cu trame de 18x12m și 24x12m*

Ing. A. Cazacliu și ing. D. Nelepcu

1. CONSIDERAȚII GENERALE

1.1. Creșterea continuă a investițiilor în țara noastră duce la necesitatea construirii unui număr tot mai mare de clădiri de producție. Printre acestea o mare pondere o au halele industriale cu un singur nivel. Ținînd seamă de suprafețele mari ale acestor construcții și de necesitatea din ce în ce mai pregnantă a industrializării procesului lor de execuție, apare rațională, în marea majoritate a cazurilor, utilizarea prefabricatelor.

În proiectele tip de hale industriale parter, utilizarea prefabricatelor este singura metodă de construcție adoptată.

1.2. Din analiza diferitelor cerințe ale industriilor care utilizează secțiunile tip de hale industriale parter rezultă o serie de necesități funcționale, printre care se pot menționa următoarele :

— posibilitatea suspendării de acoperiș a diferite canale, conducte și rețele inginerești și crearea unui spațiu liber pentru amplasarea acestora (este vorba de așa-numitul spațiu tehnic) ;

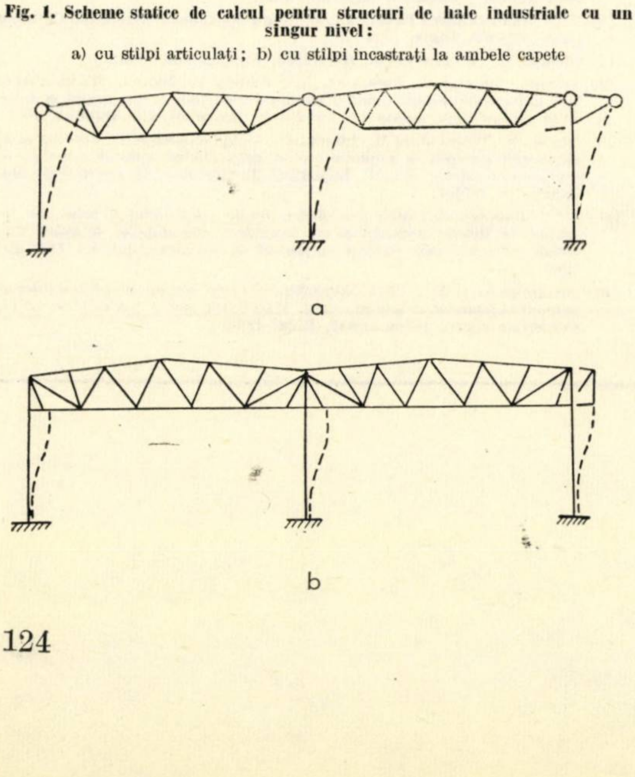
— posibilitatea suspendării din orice punct al șarpantei (practic respectîndu-se totuși un modul) a unor utilaje de transport suspendate, ca monoraiuri, conveiere sau, în alte cazuri, grinzi rulante ; de asemenea, în unele cazuri, și a unor tavane cu diferite destinații.

Pentru satisfacerea acestor condiții și ținînd seamă că în general astfel de hale au și o înălțime liberă interioară relativ mare (peste 6,00 sau 7,20 m), într-o serie întreagă de proiecte tip de hale industriale cu caracter universal, s-au adoptat structuri cu ferme din beton, prefabricate. Ținînd seamă de avantajele pe care le prezintă precomprimarea, care dă și posibilitatea asamblării pe șantier a panourilor realizate pe cale uzinată în fabrici de prefabricate, fermele respective s-au proiectat a fi precomprimate.

1.3. Teritoriul țării noastre este în general seismic, iar aproximativ jumătate din acesta are o seismicitate pronunțată, de gradul 7 și 8. În această din urmă parte se găsesc regiuni cu o puternică dezvoltare industrială, cum sînt de exemplu București, Bacău, Galați etc. Condițiile de industrializare a procesului de execuție impun folosirea prefabricatelor și la construcțiile realizate în această zonă ; în consecință, proiectele tip de hale industriale trebuie să țină seamă de aceasta.

Fig. 1. Scheme statice de calcul pentru structuri de hale industriale cu un singur nivel :

a) cu stîlpi articulați ; b) cu stîlpi încastrați la ambele capete



1.4. În prezent, în lumea tehnică mondială, părerile asupra modului cum trebuie alcătuite clădirile, pentru a li se asigura o bună comportare la acțiunea sarcinilor seismice, sînt împărțite. Unii autori recomandă utilizarea construcțiilor foarte rigide, pe cînd alții, a celor foarte flexibile. Această diversitate de păreri se poate explica prin faptul că, pe lîngă rigiditatea construcțiilor respective, mai intervin și o serie întreagă de alți factori, printre care mai importanți sînt următorii :

— natura terenului de fundație ; s-a constatat astfel că pe terenurile tari se comportă mai bine structurile flexibile, pe cînd pe terenurile moi structurile rigide ;

— apropierea construcției de epicentrul seismic ; astfel, în zonele din apropierea epicentrului se comportă mai bine structurile flexibile, pe cînd în zonele mai depărtate, cele rigide etc.

Proiectele tip de hale industriale, avînd o aplicabilitate generală pe întreg cuprinsul țării, trebuie să aibă o astfel de rigiditate a structurii, încît să li se asigure o comportare bună la acțiunea seismică, în orice amplasament ar fi așezate. Din această cauză a apărut indicată evitarea situațiilor extreme, respectiv a structurilor foarte rigide (cu perioade de vibrație proprie mai mici de 0,5 secunde), ca și a celor foarte flexibile (cu perioade mai mari de 1,5 secunde). În consecință, structurile halelor tipizate au fost proiectate cu perioade de vibrație proprie între 0,5 și 1,5 secunde, fiind concepute deci ca niște construcții flexibile, caracteristică importantă, dacă ținem seamă de faptul că mărimea forțelor seismice este direct proporțională cu rigiditatea structurii. Astfel, coeficienții seismici rezultați, cuprinși între valorile 3—4% și 7—8% (funcție de înălțimea halelor, deschiderea lor etc.), conduc la eforturi orizontale reduse, pe care construcția prefabricată le poate prelua în bune condiții.

Structurile respective pot fi realizate, fie ca niște cadre cu stîlpi încastrați în fundații și articulați la partea lor superioară, fie cu noduri rigide și încastrări în fundații (fig. 1).

Perioadele proprii de vibrație se înscriu în ambele cazuri în intervalul sus-amintit. În soluția a doua, îmbinările prefabricatelor (stîlpi-ferme) pot fi realizate astfel ca să se formeze o încastrare a stîlpilor în fermă, respectiv o continuitate a fermelor prefabricate pe reazeme, fără ca aceasta să conducă la dificultăți tehnice deosebite sau la consumuri suplimentare sensibile. Prin realizarea unor astfel de îmbinări, structura prefabricată se apropie mult de o structură monolită. Or, din experiența cutremurelor precedente a rezultat că structurile monolite din beton armat se comportă bine la acțiunea sarcinilor seismice ; de asemenea și cele prefabricate se pot comporta la fel, în cazul în care îmbinările prefabricatelor sînt bine alcătuite (concepute și realizate). Pe lîngă cele de mai sus se mai poate constata că prin realizarea unor cadre cu noduri rigide se creează structuri static nedeterminate, care prezintă importante rezerve de rezistență la acțiunea sarcinilor seismice, iar îmbinările alcătuite pentru realizarea unor noduri de cadru se comportă mai bine la acțiunea eforturilor repetate în sensuri alternante, decît cele realizate cu articulații constructive.

În același timp, dimensionarea stîlpilor fiind influențată direct de lungimea lor de flambaj, soluția cu dublă încastrare conduce la realizarea unor stîlpi cu dimensiuni mai mici și la utilizarea mai judicioasă a armăturilor de rezistență din stîlpi. Ținînd seamă de cele de mai sus, a apărut rațională alegerea soluției cu continuitate pe reazeme la structurile de hale industriale parter realizate cu ferme prefabricate din beton precomprimat.

---

* Fermele din beton armat precomprimat pentru structuri de hale industriale universale cu tramă de 18 × 12 m și 24 × 12 m au fost proiectate de un colectiv format din ing. D. Grigoriu (șef de proiect complex), ing. A. Cazacliu, ing. D. Nelepcu, ing. C. Buta ș.a. și fac parte dintr-un ansamblu de proiecte de structuri de hale industriale, elaborat în IPCT de un colectiv din care au făcut parte — în afară de cei suscitați — și tov. ing. Gh. Săndulescu, ing. M. Popovici, ing. I. Mutafolo, ing. A. Scarlat, ing. M. Dabija, ing. L. Mareș, ing. A. Pop, ing. C. Balteș și alții.

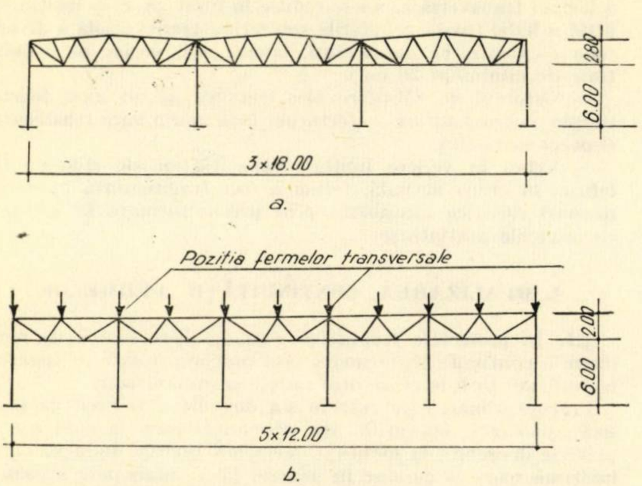


Fig. 2. Structură de hală cu ferme de continuitate pe reazem :
a) secțiune transversală ; b) secțiune longitudinală

2. TIPURILE DE STRUCTURI CU FERME – PROIECTATE PENTRU HALELE INDUSTRIALE CU TRAME DE 18×12 m și 24×12 m

Pentru halele industriale cu aceste trame, denumite „hale universale", datorită posibilităților mai largi de adăpostire a diferite procese tehnologice din diferite ramuri industriale, ca și variației acestora în timp, s-au analizat două tipuri de structuri realizate cu ferme din beton armat precomprimat.

2.1. Hale cu elemente principale ale structurii (ferme de 18 sau 24 m deschidere), amplasate la interax de 12 m și așezate direct pe stîlpi, avînd ca elemente secundare chesoane sau pane de 12 m deschidere (ultimele plus plăci din beton celular autoclavizat portante).

2.2. Hale cu ferme jug de 12 m deschidere, așezate pe stîlpi, în sens longitudinal halei, pe care sînt amplasate ferme transversale de 18 sau 24 m deschidere, la interax de 6 m. În vederea unificării în cît mai mare măsură a soluțiilor de hale cu elemente prefabricate tipizate, pentru aceste ferme transversale s-au utilizat fermele din beton armat precomprimat *, proiectate de asemenea în cadrul IPCT, pentru halele industriale cu trame de 18×6 m și 24×6 m. Elementele secundare de acoperiș în această soluție sînt chesoane sau pane de 6 m deschidere (ultimele plus plăci din beton celular autoclavizat portante).

În cuprinsul articolului de față se analizează în primul rînd fermele transversale de 18 și 24 m deschidere amplasate la interax de 12 m și în al doilea rînd fermele jug (longitudinale-principale) cu deschideri de 12 m.

3. REALIZAREA CONSTRUCTIVĂ A FERMELOR

3. 1. Fermele transversale

Forma cea mai indicată pentru fermele transversale a rezultat trapezoidală, cu talpa inferioară orizontală și cu fața superioară în două ape, cu panta de 3 %. Prin această formă se asigură o serie de avantaje, ca :

— înălțime suficientă de construcție lîngă stîlpi, permițînd realizarea în primul rînd a structurii transversale cu noduri rigide, iar în al doilea rînd a gabaritului necesar spațiului tehnic în ambele direcții (longitudinal și transversal). Se menționează că la structurile realizate cu vechile tipuri de ferme arc, acest spațiu tehnic nu putea fi realizat, trecerile de conducte dintr-o navă în alta făcîndu-se foarte anevoios în zona detaliilor, fiind necesară coborîrea lor sub nivelul tălpilor fermelor ;

— scurgerea apelor de pe acoperiș se poate realiza satisfăcător cu o pantă de 3 % în condițiile hidroizolațiilor existente ;

— talpa inferioară orizontală permite o ușoară suspendare a unui tavan ușor, precum și a unor monoraiuri în oricare nod de la partea inferioară.

Înălțimea fermelor transversale în mijlocul deschiderii s-a ales pe baza unui studiu economic, în care s-a ținut seamă, pe lîngă consumurile de materiale din ferme, și de consumurile corespunzătoare din ansamblul halei (pereți, stîlpi, spațiu încălzit etc.). În consecință a rezultat economică, pentru ferme de 24 m deschidere, înălțimea maximă admisă a gabaritului de transport pe calea ferată (3 m). Ferma de 18 m s-a proiectat astfel încît să aibă la reazem aceeași înălțime ca ferma de 24 m, pentru eventualitatea alăturării deschiderii de 18 cu cea de 24 m. Ca urmare, în mijlocul deschiderii, ferma de 18 m a rezultat mai scundă decît cea de 24 m. Se subliniază că, așa cum rezultă și din cele expuse mai sus, ferma trapezoidală și dimensiunile geometrice ale fermelor au rezultat nu numai din considerarea elementului ca atare (izolat), ci din analiza condițiilor funcționale și de rezistență ale ansamblului structurilor, precum și ale halelor ce pot fi realizate cu aceste structuri.

Sistemul de zăbrelire a fermelor (fig. 9) oferă o serie de avantaje de ordin static și constructiv, ca :

— precomprimare eficientă a barelor întinse, în sensul că se pot precomprima cu același fascicul atît talpa inferioară, cît și diagonalele principale puternic tensionate de la reazem ;

— barele tensionate neprecomprimate sînt foarte puține și au eforturi foarte mici (2 bare la fermele de 18 m și 4 bare la fermele de 24 m) ;

— talpa superioară în zona vecină a reazemului rămîne puternic comprimată chiar după realizarea continuității

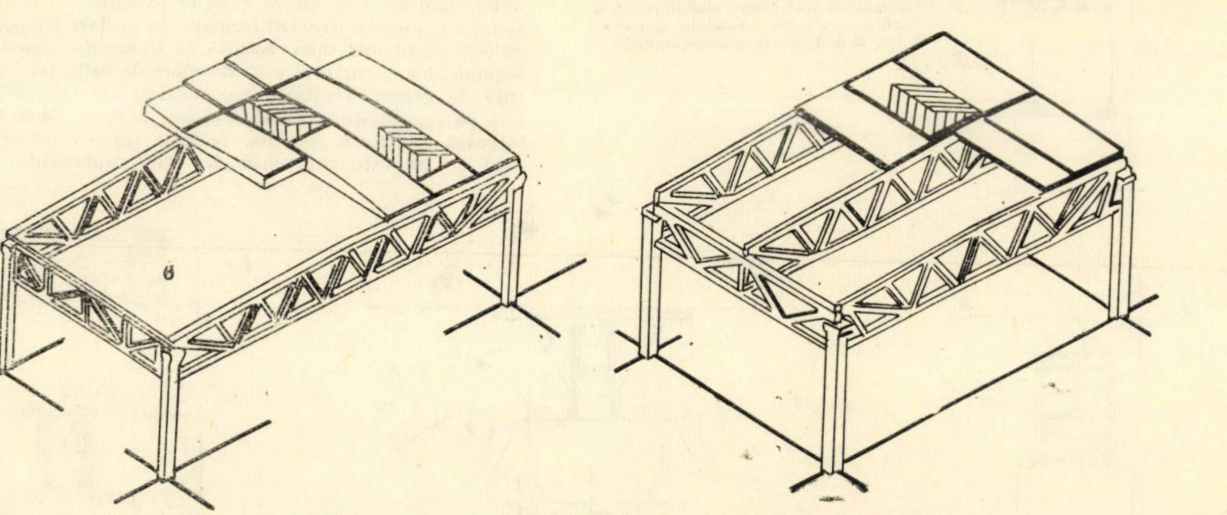


Fig. 3. Structuri de hale industriale proiectate de IPCT cu ferme cu continuitate pe două direcții

și încărcarea în continuare a elementului, fapt care ușurează ancorarea barelor de oțel cu care se realizează legăturile de continuitate la talpa superioară;

---

* Fermele din beton armat precomprimat pentru structuri de hale industriale de 18×6 m și 24×6 m au fost proiectate în IPCT de un colectiv format din ing. D. Grigoriu (șef proiect complex), ing. Gh. Săndulescu, ing. M. Popovici, ing. M. Dabija, ing. L. Mareș ș.a. în cadrul aceluiași ansamblu de proiecte de structuri de hale industriale menționat în nota de la pagina anterioară.

— barele de legătură de beton armat, care realizează continuitatea la talpa inferioară, sînt de lungime redusă și se pot turna cu ușurință pe șantier;

— nodurile intercalate la talpa superioară și inferioară oferă posibilități de suspendare a monoraiurilor din 1,5 în 1,5 m, putîndu-se astfel deservi practic orice punct din hală;

— fragmentarea în panouri a fermelor se poate face fără să fie nevoie să se dubleze unele bare, așa cum apare necesar la elementele cu montanți verticali.

Fermele se realizează din panouri prefabricate asamblate la șantier prin precomprimare. La fragmentarea în panouri s-a mers pe ideea realizării fermelor cu cît mai puține panouri, pentru a se reduce la minimum posibil numărul de elemente și tipare metalice care trebuie introduse în fabricație. De asemenea, se ușurează operațiile de asamblare la șantier și se reduce numărul de rosturi care reprezintă puncte unde trebuie luate măsuri speciale. În aceste condiții, ferma de 18 m se alcătuiește cu un singur tip de panou și o bară prefabricată, iar ferma de 24 m cu două tipuri de panouri și o bară prefabricată. Greutatea panourilor rămîne mai mică de 10 t, reprezentînd limita capacității de ridicare din fabricile de prefabricate în stadiul actual. Asamblarea panourilor în ferme se face prin așezarea lor la sol, rezemînd pe nodurile tălpii inferioare. După precomprimare, respectiv după apariția contrasăgeții, ferma rămîne rezemată la sol, pe nodurile extreme ale tălpii inferioare. Pentru operațiile de anfilare a fasciculelor și precomprimare se folosesc două platforme mobile, care se deplasează de la fermă la fermă o dată cu celelalte utilaje de precomprimare.

Pentru ferma de 18 m s-a studiat și o variantă dintr-o bucată * precomprimată, fie cu fascicule postîntinse la fabrică, fie cu fire aderente, pentru situația cînd transportul unui element de 18 m va fi posibil. Așa cum era de așteptat, au rezultat economii de oțel pe ansamblul elementului, înlăturîndu-se în plus toate operațiile de asamblare și precomprimare la șantier.

3.2. Fermele longitudinale — jug

— Forma geometrică a fermelor jug a rezultat dreptunghiulară, această formă satisfăcînd schema statică cu continuitate adoptată și toate condițiile de ordin funcțional și plastic din hală.

— Înălțimea fermei jug a rezultat destul de mică față de deschiderea ei și de sarcinile pe care le suportă, fiind limitată de înălțimea la reazem a fermelor transversale la 6 m interax și de condițiile de rezemare ale acestora. Ținînd seamă că ferma jug a fost proiectată astfel încît talpa ei inferioară nu coboară decît cu 20 cm sub nivelul tălpii inferioare a fermei transversale, nu se reduce în mod practic înălțimea utilă a halei (toate prinderile sub ferma transversală a diverselor elemente, ca monoraiuri, tavane etc., se fac pe o înălțime de minimum 20 cm).

— Sistemul de zăbrelire ales conduce la un mod foarte simplu de transmitere a eforturilor fără nici o bară tensionată neprecomprimată.

— Avînd în vedere limitele capacităților de ridicare în fabrici în etapa actuală, ferma a fost fragmentată în două panouri identice asamblate prin precomprimare la șantier cu fascicule postîntinse.

4. REALIZAREA CONTINUITĂȚII FERMELOR

4.1. În proiectele respective s-au analizat soluții de realizare a continuității fermelor prin precomprimare pe reazem la cotă sau prin bare de oțel sudate și monolitizări.

Precomprimarea pe reazem s-a dovedit a fi greu de realizat, deoarece operațiile de precomprimare la cotă cer o precizie deosebită la montajul fermelor, podine de lucru cu o înălțime mare și conduc în general la o manoperă greoaie, necesară a fi realizată în condiții dificile. Pe de altă parte, fasciculele pentru precomprimarea de continuitate au o lungime mică, ceea ce face ca eforturile de pretensionare respective să fie dificil de controlat.

Soluția de realizare a continuității prin sudura unor bare de oțel între capetele superioare ale fermelor, bare ce se înglobează ulterior în monolitizările dintre capetele stîlpilor și fermelor, s-a dovedit mult mai rațională. Astfel, după așezarea fiecărei ferme în operă, se face sudura capetelor fermei pe stîlpi, prin intermediul unor piese metalice înglobate în betoanele elementelor prefabricate respective. După montarea a cîte două ferme pe stîlp se leagă capetele celor două ferme între ele, prin sudura unor bare (sau platbande) metalice la partea lor superioară, prin intermediul de asemenea al unor platbande înglobate în betonul fermelor. Nodul respectiv se monolitizează, cuprinzînd în el, pe lîngă aceste bare de continuitate, și mustăți lăsate din stîlpi și ferme. În acest mod se realizează blocarea nodului superior. Ulterior se execută și o bară de legătură între tălpile inferioare ale fermelor și stîlp, creîndu-se astfel și brațul de pîrghie necesar încastrării fermelor pe reazem.

4.2. În urma analizelor efectuate, a fost aleasă ultima soluție datorită pe de o parte faptului că este mai ușor de executat, iar pe de altă parte pentru că permite realizarea unei continuități parțiale, fapt ce prezintă o serie întreagă de avantaje. Astfel, o mare parte a încărcărilor verticale este preluată de fermă (în etapa inițială) pe schema de simplă rezemare. Aceste încărcări provin din greutatea proprie a fermelor de acoperiș, a izolațiilor și învelitorii și apar în mod logic înainte de posibilitatea realizării continuității. În continuare, ferma rămîne să lucreze pe schema de continuitate numai la o parte a încărcărilor verticale (zăpadă, sarcini utile în spațiul tehnic, transport suspendat sau tavan), precum și la încărcările orizontale provenind din vînt, cutremur sau diferențe de temperatură. În acest mod se realizează o diagramă înfășurătoare de momente, care are valori mai mari în cîmp, ceea ce conduce la o utilizare rațională a precomprimării fermelor. În același timp, pe reazeme valorile fiind mai mici, rezultă că siguranța construcției nu depinde într-o măsură atît de mare de calitatea execuției la cotă, în general realizată în condiții de lucru mai dificile. Pe de altă parte, legătura cu oțel moale nefiind dimensionată la întreaga solicitare posibilă, permite rezolvări raționale în ceea ce privește consumul de oțel suplimentar. În plus,

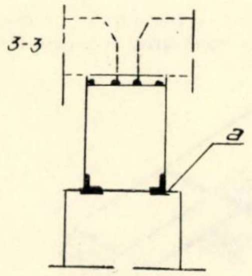
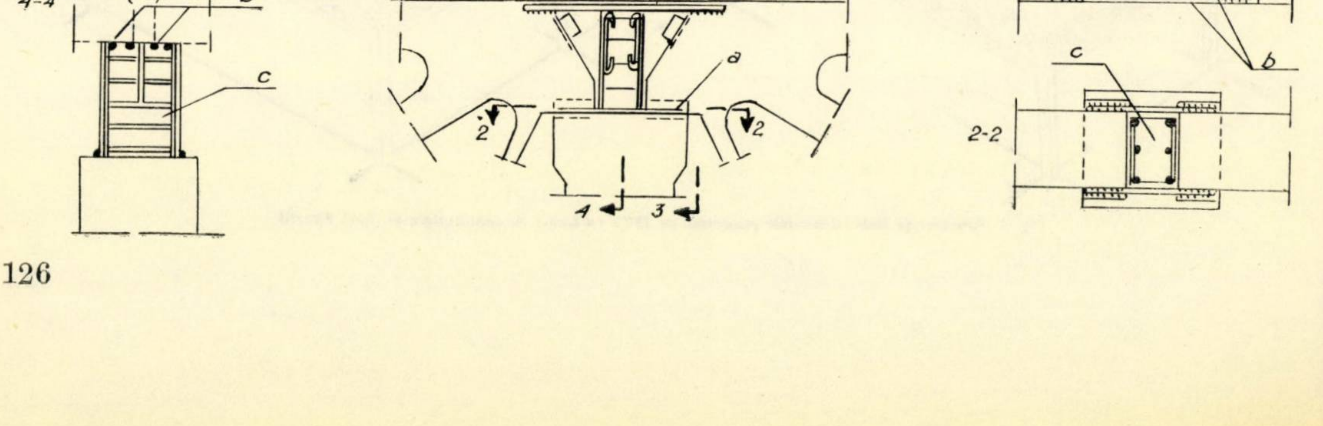


Fig. 4. Modul de realizare a nodului superior (pe reazem) a fermelor continue;
a) sudură de montaj a fermei pe stîlp;
b) bare de oțel pentru continuitatea la partea superioară a capetelor fermelor;
c) monolitizarea nodului superior



---

* Colaborator ing. A. Cambureanu.

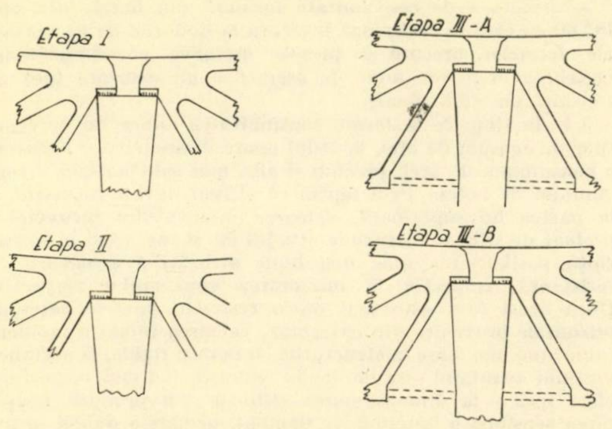


Fig. 5. Etapele de realizare a continuităţii şi succesiunea sarcinilor ce apar pe măsura acestei realizări ;

a) etapa I — la montaj acţionează greutatea proprie ; b) etapa II — după blocarea nodului superior acţionează sarcinile permanente ; c) etapa III A — — după realizarea barei de legătură acţionează toate sarcinile verticale ; d) etapa III B — idem acţionează şi sarcinile orizontale

trebuie menţionat şi avantajul — deloc neglijabil — rezultat din faptul că deformaţiile în timp datorite încărcărilor realizate pe schema de simplă rezemare, precum şi cele datorite precomprimării, sînt consumate în mare parte în momentul realizării continuităţii, astfel încît nu se introduc eforturi static nedeterminate parazitare, eforturi ce pot fi în general mai greu controlate.

5. CALCULUL FERMELOR CONTINUE PE REAZEME

5.1. Prin considerarea fermelor ca nişte fragmente ale unei structuri continue, realizarea lor ca prefabricate de serie apare mai dificilă. Într-adevăr, dacă fermele respective ar fi simplu rezemate, acelaşi tip de fermă ar putea fi utilizat în condiţii identice, în oricare deschidere a construcţiei respective, pe stîlpi cu orice înălţime etc. În cazul unor structuri cu noduri rigide, cu continuitate, solicitarea fermei respective variază în funcţie de alcătuirea de ansamblu a structurii şi de poziţia anume a fermei respective în ansamblul structurii. Evident că ferma din prima deschidere este altfel solicitată decît cea amplasată în deschiderea a 2-a sau a „n"-a, după cum o fermă aşezată pe stîlpi mai rigizi este de asemenea solicitată altfel decît dacă este aşezată pe stîlpi mai flexibili.

În această situaţie, în cadrul proiectelor tip a fost necesar ca, în afară de seriericle ce se fac în mod curent pentru toate sarcinile posibile ce pot în mod practic solicita elementele respective în vederea determinării schemelor maxime de încărcări pentru fiecare tip de element în parte, să se facă şi o seriere a eforturilor ce pot solicita fermele prefabricate, funcţie de multiplele posibilităţi de încadrare a acestora în ansamblul structurii şi de variaţiile de sarcini posibile la fiecare caz în parte. Astfel fermele s-au verificat pentru cazul cînd sînt aşezate în deschideri marginale sau centrale, la hale cu două pînă la 4 deschideri (cazul halelor cu mai mult de 4 deschideri — mai rar utilizat în realitate — putînd fi asimilat practic cu cel cu 4 deschideri) ; de asemenea în hale cu înălţimi uzuale de la 4,80 m pînă la 10,80 m (existînd însă şi posibilitatea utilizării lor şi la înălţimi de hale mai mari cu unele verificări suplimentare). Ţinînd seamă de modul de realizare a continuităţii parţiale a fermelor, a fost necesar să se facă verificări şi pentru cazul cînd variază raportul dintre sarcinile ce sînt preluate de ferme pe schema de simplă rezemare şi cele pe schema de continuitate. Pentru aceasta s-au determinat încărcările minime şi maxime ce pot fi realizate în etapa iniţială cînd ferma lucrează pe schema de simplă rezemare, restul sarcinilor rămînînd pentru schema de continuitate, făcîndu-se în consecinţă verificări ale fermelor respective pentru fiecare caz în parte.

5.2. În ceea ce priveşte modul de calcul utilizat, s-au stabilit în primul rînd eforturile axiale pentru încărcările verticale maxime şi minime, care acţionează ferma pe schema de simplă rezemare. Pentru restul încărcărilor verticale s-au stabilit eforturile axiale pe schema cu continuitate, atît pentru două deschideri încărcate uniform, cît şi pentru 4 deschideri încărcate uniform sau în şah. Prin suprapunerea acestor eforturi peste primele, s-au obţinut eforturile axiale maxime ce apar în fiecare bară din sarcini verticale. Pentru obţinerea eforturilor axiale din încărcări orizontale s-au stabilit solicitările ce apar din vînt, cutremur şi diferenţă de temperatură, în hale cu două sau mai multe deschideri, luîndu-se în considerare înălţimile cele mai frecvent utilizate în cazul halelor universale. Eforturile axiale s-au stabilit atît pentru ferma marginală, cît şi pentru ferma centrală.

Calculul static s-a continuat prin stabilirea momentelor secundare, care apar pe bare datorită rigidităţii nodurilor. Acest calcul s-a făcut prin metoda deplasărilor pentru toate schemele de încărcare analizate anterior. De menţionat că în acest calcul s-a neglijat rigiditatea stîlpilor, fermele fiind considerate rigle continue pe reazeme fixe. Diferenţele între acest calcul şi unul exact, care să ţină seamă de rigiditatea stîlpilor, sînt neglijabile (circa 2 %). Etapele de calcul au fost următoarele :

a) În momentul transferului pentru eforturile provenite din precomprimare (etapa iniţială, fără pierderi de tensiune în timp) şi pentru eforturile provenite din greutatea proprie a fermei, schema statică fiind de simplă rezemare.

b) În exploatare :

— pentru eforturile provenite din precomprimare (etapa finală, cu pierderile de tensiune în timp consumate) şi pentru eforturile provenite din greutatea proprie a fermei, schema statică fiind de simplă rezemare, cu nodul de la talpa superioară neblocat ;

— pentru eforturile provenite din greutatea acoperişului în cele două ipoteze : sarcină maximă şi minimă, schema statică fiind de simplă rezemare cu nodul de la talpa superioară blocat ;

— pentru eforturile provenite din sarcinile utile în cele două ipoteze cu eforturi maxime în barele din cîmp sau în

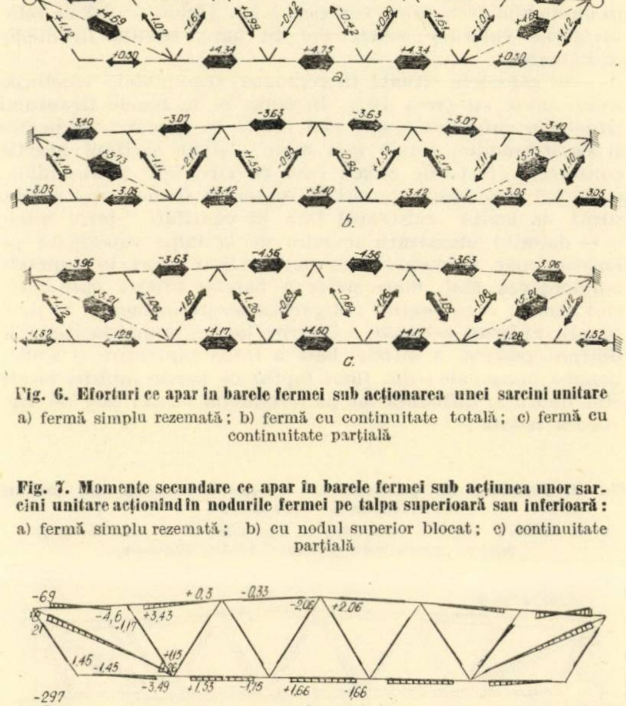
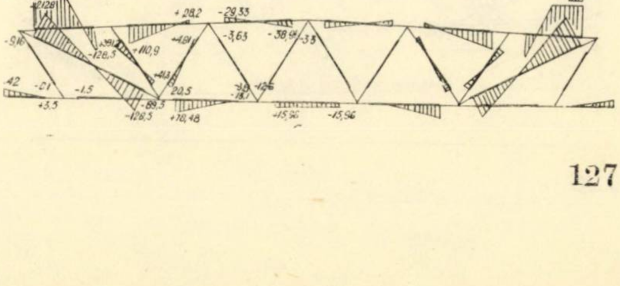


Fig. 6. Eforturi ce apar în barele fermei sub acţionarea unei sarcini unitare

a) fermă simplu rezemată ; b) fermă cu continuitate totală ; c) fermă cu continuitate parţială

Fig. 7. Momente secundare ce apar în barele fermei sub acţiunea unor sarcini unitare acţionînd în nodurile fermei pe talpa superioară sau inferioară :

a) fermă simplu rezemată ; b) cu nodul superior blocat ; c) continuitate parţială



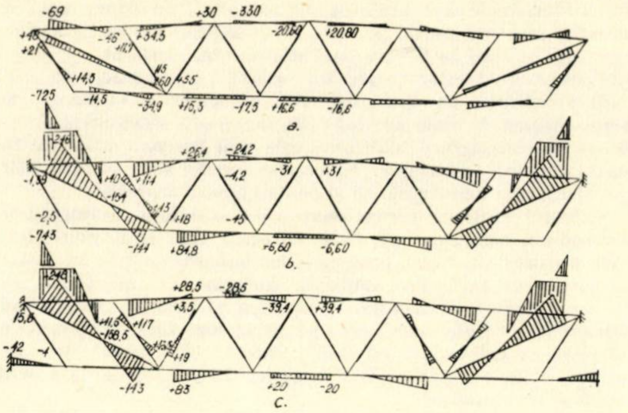


Fig. 8. Momente secundare ce apar, în barele fermei cu continuitate parţială pe reazeme sub acţiunea unor sarcini unitare (în etapa finală), acţionînd în nodurile superioare sau inferioare şi a căror valoare apare pe măsura realizării continuităţii :

a) circa 0,10 din sarcini la montajul fermei ; b) circa 0,50 din sarcini după blocarea nodului superior ; c) întreaga sarcină după realizarea continuităţii

cele de lîngă reazem, sarcinile acţionînd la cea inferioară, schema statică fiind cu continuitate pe doua sau patru deschideri ;

— pentru eforturile provenite din solicitările orizontale (vînt, cutremur, diferenţă de temperatură), schema statică fiind cu continuitate.

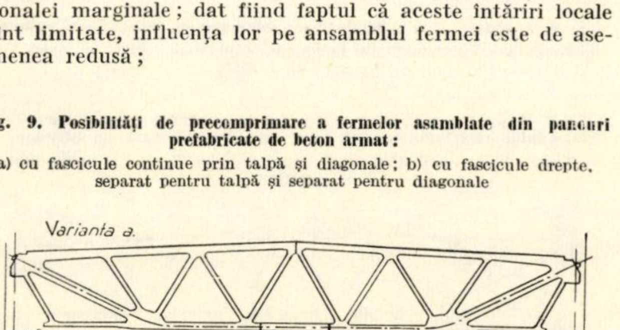
5.3. Datorită realizării continuităţii, apar unele consecinţe în elementele structurii. Astfel, în cazul fermelor continue, solicitările se modifică faţă de cele pe care le-ar fi avut barele respective în cazul cînd fermele ar fi simplu rezemate. Mai mult, apar variaţii în funcţie de poziţia fermei considerate în ansamblul structurii (vezi pct. 5.1.). Ţinînd seamă de înfăşurătorile valorilor solicitărilor în bare, rezultă în medie următoarele :

— în zăbrelele situate în regiunea reazemului, eforturile axiale cresc cu circa 10%, în timp ce în barele tirantului situate în cîmp (care sînt mai multe ca număr — respectiv şi cu o lungime totală mai mare — şi au secţiuni practic constante) eforturile axiale scad cu circa 5% ; în ansamblu, pe fermă apar unele sporuri de materiale (beton, oţel moale, sîrmă de înaltă rezistenţă) însă în cantităţi relativ mici ;

— datorită încastrării nodului de la talpa superioară pe reazem apar momente secundare relativ mari în capetele barelor ; cea mai mare parte a barelor (dintre care unele sînt armate constructiv) pot prelua aceste momente, în mod practic apărînd necesară o întărire locală, numai la capetele dinspre reazem a ultimei bare a tălpii superioare şi a diagonalei marginale ; dat fiind faptul că aceste întăriri locale sînt limitate, influenţa lor pe ansamblul fermei este de asemenea redusă ;

Fig. 9. Posibilităţi de precomprimare a fermelor asamblate din panouri prefabricate de beton armat :

a) cu fascicule continue prin talpă şi diagonale ; b) cu fascicule drepte, separat pentru talpă şi separat pentru diagonale



— armătura de continuitate formată din barele din oţel PC 60 cu care se realizează legătura la nodurile de pe reazem ale fermelor, precum şi piesele metalice corespunzătoare înglobate în beton, aduc de asemenea un oarecare spor de consum de oţel moale.

5.4. În timp ce la ferme continuitatea aduce un oarecare spor de consum de oţel, la stîlpi apare dimpotrivă o reducere a consumului de oţel, precum şi alta mai substanţială a consumului de beton. Prin faptul că stîlpul devine încastrat şi la partea lui superioară, valoarea momentului încovoietor preluat de stîlp se distribuie atît jos cît şi sus, dînd în consecinţă posibilitatea unei mai bune utilizări a armăturii de rezistenţă, respectiv la micşorarea consumului respectiv. Dacă acest fapt este mai puţin resimţit pentru sarcinile orizontale provenite din cutremur, valoarea totală a momentului fiind mai mare la structurile cu noduri rigide, la acţiunea vîntului avantajul este pe deplin resimţit. Cel mai important efect însă — la dimensionarea stîlpilor — îl produce micşorarea sensibilă a lungimii de flambaj, urmare a dublei încastrări ce se realizează la stîlpi. În acelaşi timp, prin posibilitatea reducerii secţiunilor transversale ale stîlpilor apare o economie suplimentară la consumul de oţel din etrieri, armături constructive etc.

6. PROBLEME CONSTRUCTIVE SPECIFICE

6.1. Realizarea fermelor astfel încît să corespundă necesităţilor funcţionale şi constructive, ţinînd în acelaşi timp seamă şi de schema statică adoptată, a condus la necesitatea rezolvării unor probleme constructive specifice.

Astfel, prima problemă a fost alegerea traseului fasciculelor de fire pretensionate, precum şi a realizării acestora, continue sau din tronsoane corespunzînd diferitelor bare precomprimate. Dată fiind schema statică a fermelor, a apărut indicat ca traseul fasciculelor să fie astfel ales încît acestea să precomprime talpa inferioară, apoi să fie ridicate prin diagonalele puternic pretensionate de la capetele fermei şi ancorate pe reazeme. Faţă de acest traseu a fost de ales între soluţia cu fascicule continue, curbate în nodul de racordare dintre diagonală şi talpa inferioară, şi soluţia cu fascicule drepte, separate pentru talpă şi separate pentru diagonale şi încrucişate în nodul respectiv. În urma analizelor făcute s-a ales prima soluţie, deoarece în soluţia a doua nodul de margine în care se încrucişează un mare număr de canale pentru fascicule este greu de realizat şi poate prezenta deficienţe de execuţie care să afecteze buna comportare a fermei ; în acelaşi timp, aspectul exterior are de suferit, datorită faptului că ancorajele de la partea inferioară apar ca o excrescenţă pe talpa fermei. Pe de altă parte, fasciculele care precomprimă diagonalele avînd o lungime mică (circa 5 m) fac dificil controlul pretensionării armăturii. Avantajul aparent că, prin diferenţierea secţiunilor de armătură între talpă şi diagonale, se poate ajunge la o acoperire mai economică a eforturilor respective, ar fi real numai în cazul în care fermele ar fi utilizate pentru scheme de încărcări fixe, precizate (deci în cazuri particulare concrete) ; în cazul elementelor tip, care trebuie să fie utilizate la diferite scheme de încărcări, înfăşurătorile diferitelor eforturi ce pot apărea în barele respective duc practic la valori suficient de apropiate între ele, astfel încît să nu mai apară neeconomică acoperirea lor cu aceleaşi secţiuni de armătură, deci cu fasciculele continue.

Prin curbarea fasciculelor în noduri se produc pierderi de tensiuni din frecare destul de mari. Avînd în vedere însă că, în general, în diagonale atît forţa axială, cît şi momentele secundare sînt mai mari decît în tirant, iar fasciculele se tensionează de la ambele capete, rezultă că şi din acest punct de vedere utilizarea fasciculelor curbe este raţională.

Şi fasciculele continue au o problemă constructivă delicată, anume realizarea zonei nodului în care se face curbura fasciculelor. Aceasta deoarece sînt posibile erori de execuţie, respectiv devieri ale fasciculelor din poziţia lor de calcul, ceea ce poate produce eforturi suplimentare care să pericliteze buna comportare a betonului. Pentru evitarea acestui pericol, s-a prevăzut trecerea fasciculelor prin ţevi de metal curbate, sudate în poziţie corectă de carcasa armăturilor nodului. Prevederea acestor ţevi metalice permite — pe lîngă asigurarea traseului corect al fasciculelor — şi micşorarea razei lor de curbură în zona respectivă. De asemenea, s-a mai prevăzut la toate fermele întărirea nodului respectiv prin

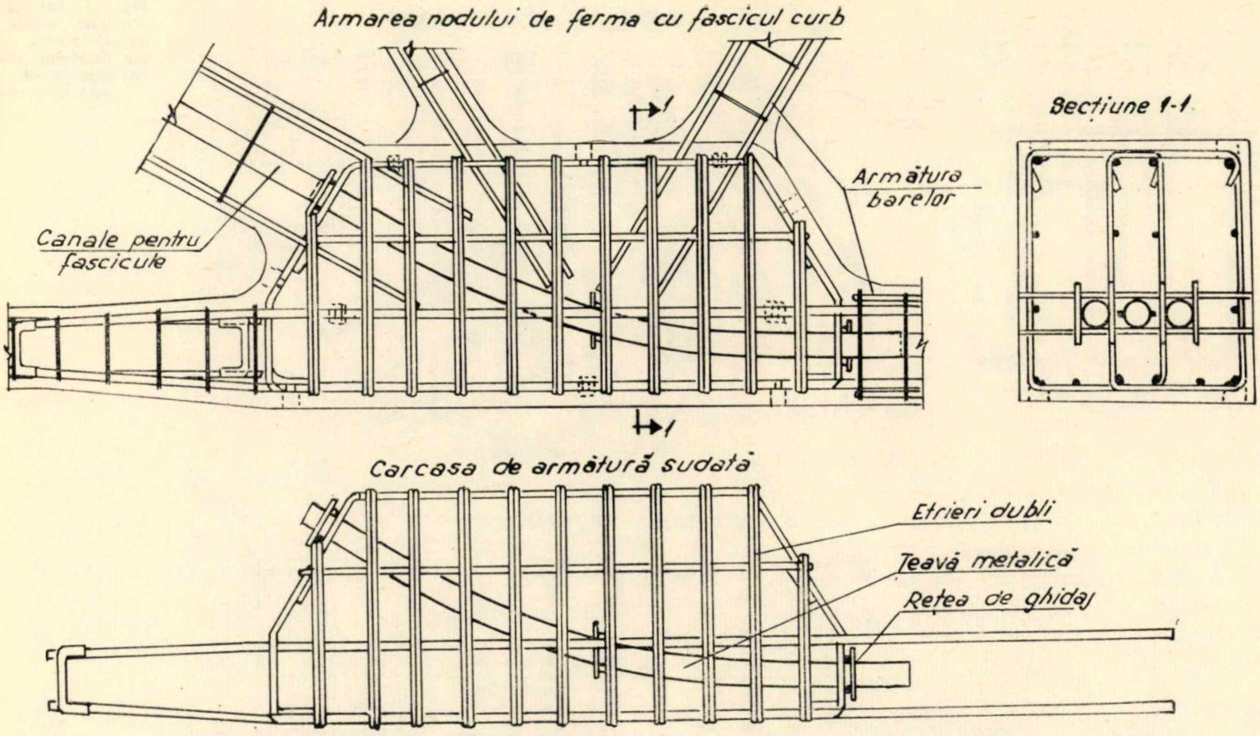


Fig. 10. Realizarea carcasei de armătură a nodului inferior în care se realizează curbarea fasciculelor de fire pretensionate:
a) ţeavă metalică sudată de carcasa de armături; b) canale realizate prin extragerea unor ţevi drepte

îngroşarea şi corecta racordare a secţiunilor de beton şi printr-o armare locală corespunzătoare. Prin prevederea ţevii metalice în nodul curb dispare problema realizării cu teci extrase a unui traseu curb, rămînînd de efectuat doar extragerea (din două părţi) a unor teci drepte şi scurte.

6.2. Alte probleme constructive au apărut la rezolvarea capătului superior (de rezemare) al fermelor şi la realizarea legăturii de continuitate cu bare sudate. Astfel, datorită faptului că în zona capătului fermei starea de eforturi este foarte complexă şi eforturile respective au valori mari, este necesară o armare puternică şi corectă în această zonă. În consecinţă, s-a proiectat o carcasă spaţială (fig. 11), care permite următoarele:

— preluarea eforturilor de compresiune locală produse de ancorajele fasciculelor pretensionate:

— preluarea eforturilor de compresiune şi lunecări datorite rezemării fermelor pe stîlpi;

— asigurarea unei bune legături cu stîlpul prin suduri de montaj între piesele metalice înglobate în fermă şi cele din stîlp;

— preluarea eforturilor de tensiune provenite în exploatare din ancorarea în fermă a barelor de oţel moale de continuitate.

În legătură cu această ultimă condiţie, trebuie menţionat că, datorită alegerii modului de zăbrelire a fermei, în panoul marginal al tălpii superioare nu apar în exploatare eforturi de tensiune, astfel că barele de continuitate se ancorează într-o zonă de beton comprimat.

6.3. În ceea ce priveşte realizarea barei de legătură între fermă şi stîlp la nivelul tălpii inferioare, au apărut posibile mai multe rezolvări:

— cu o bară din beton armat monolit (turnată);
— cu o bară din beton prefabricat;
— cu o bară din piese metalice.

Cu toate că prima soluţie este mai puţin industrializată, aceasta a fost aleasă pentru că realizează o transmitere foarte clară a eforturilor, pentru că poate prelua orice neconcordanţe de montaj şi pentru că nu necesită utilaje de manipulare sau un consum deosebit de manoperă (putîndu-se utiliza cofraje de inventar); în acelaşi timp, execuţia ei nu influenţează montajul restului construcţiei. Celelalte soluţii au dezavantajul unei manipulări mai dificile (soluţia prefabricată), sau al creării unei bare cu caracteristici mecanice diferite de restul barelor fermei (soluţia metalică).

7. EXPERIMENTĂRI EFECTUATE

7.1. Pentru confirmarea ipotezelor considerate, a modului de calcul şi a dimensiunilor respective, s-a efectuat de către secţia de beton precomprimat din INCERC o serie de încercări de prototipuri ale elementelor nou-proiectate.*

Experimentările efectuate pentru fermele descrise în prezentul articol au fost următoarele:

— pentru fermele transversale s-a încercat o fermă de 24 m deschidere (cu interax 12 m) de tip greu, simplu rezemată;

— pentru fermele jug s-a încercat un ansamblu de două elemente cu continuitate pe reazem.

La proiectarea fermelor respective s-au utilizat şi datele rezultate din experimentarea altor elemente similare, cum au fost:

— un ansamblu de două ferme de 18 m la 6 m interax, de tipul celor ce sînt utilizate în halele cu travee de 12 m şi ferme jug (menţionate anterior);

— o fermă de 24 m deschidere, din aceeaşi serie (cu interax la 6 m), simplu rezemată.

De asemenea s-a ţinut seamă şi de experimentările altor elemente cu funcţiuni similare, cum au fost de exemplu fermele şi grinzile arc, încercate în repetate rînduri în ultimii ani.

Din încercările de mai sus a rezultat buna comportare de ansamblu a fermelor, atît la sarcinile de exploatare (săgeată şi fisurare) cît şi la sarcina de rupere. Aceste experimentări au fost utile, deoarece au permis ca la proiectarea definitivă să fie luate o serie de măsuri suplimentare (locale) rezultate ca indicate. Menţionăm în mod special că legăturile de continuitate realizate s-au comportat conform prevederilor din proiectele respective.

În figurile 13—16 sînt prezentate cîteva aspecte de la încercările efectuate.

---

* Încercările au fost efectuate de un colectiv format din ing. M. Tannenbaum, ing. D. Viespescu, ing. M. Pachiţac şi ing. F. Rüber.

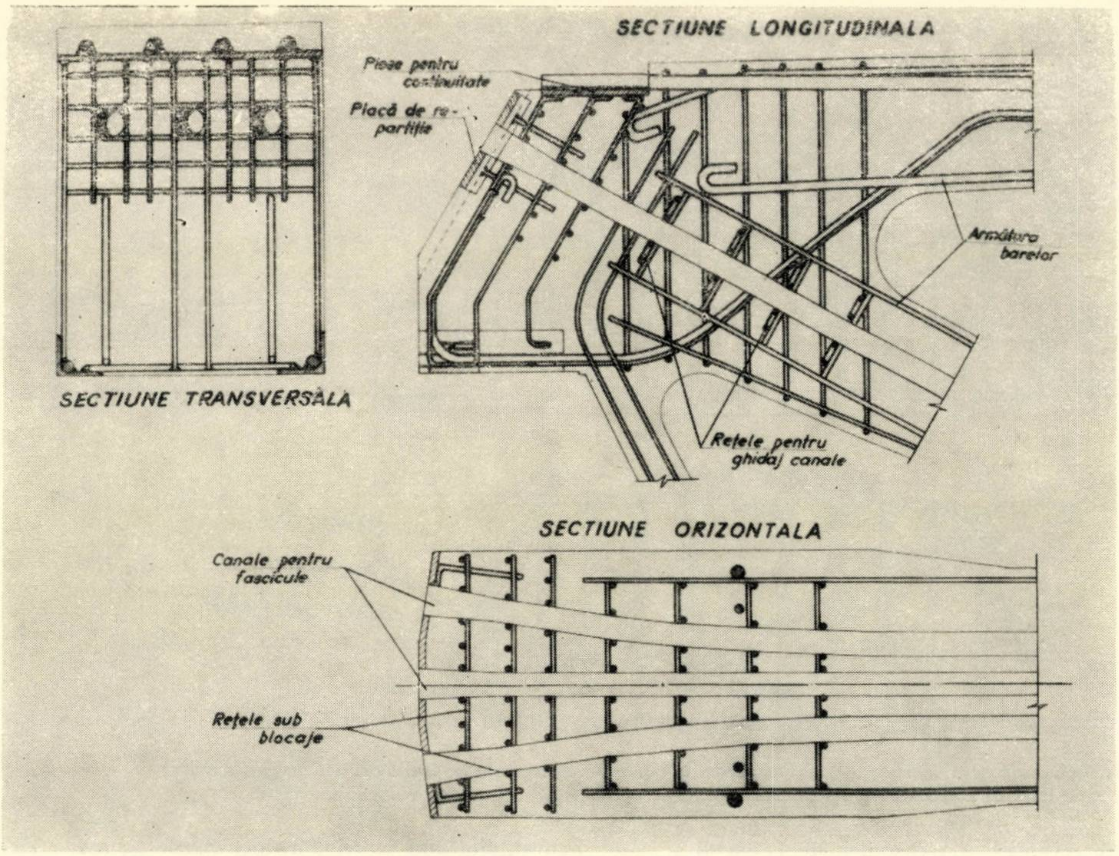


Fig. 11. Carcasa de armătură sudată realizată pentru armarea capătului marginal superior (de reazem) al fermei

8. ASPECTE ECONOMICE

Fermele care fac obiectul prezentului articol servesc la realizarea de hale industriale cu travee de 12 m și deschideri de 18 și 24 m și au următoarele consumuri de beton și oțel :

Ferma F 18 x 12 — II*

Beton	B 500	4,36 m³	respectiv	2,06 cm/m²
Oțel	SBP I	228,50 kg	respectiv	1,06 kg/m²
	PC 60	54,70 kg	respectiv	0,33 kg/m²
	PC 52	61,00 kg	respectiv	0,28 kg/m²
	OL 38	664,16 kg	respectiv	3,14 kg/m²
laminat		125,00 kg	respectiv	0,58 kg/m²
total		1133,36 kg	respectiv	5,39 kg/m²

Ferma 24 x 12 — II

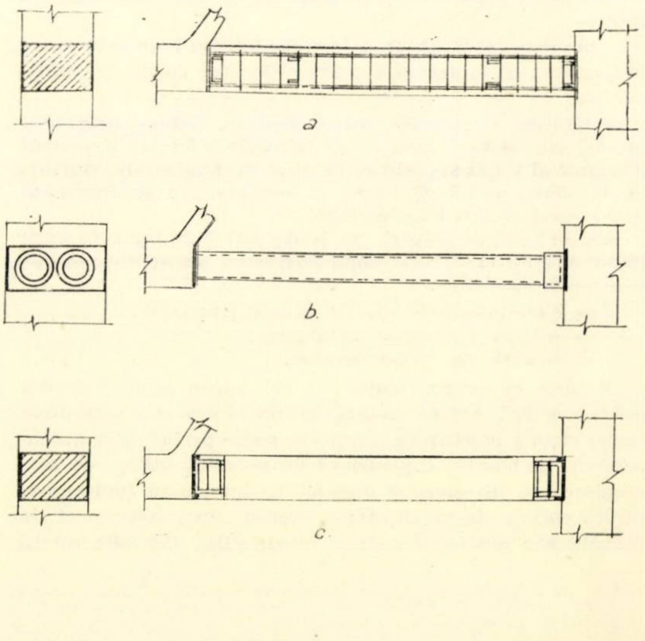
Beton	B 500	8,47 m³	2,99 cm/m²
Oțel	SPB I	465,0 kg	1,61 kg/m²
	PC 60	146,20 kg	0,61 kg/m²
	PC 52	246,00 kg	0,85 kg/m²
	OL 38	1143,42 kg	4,01 kg/m²
laminat		224,67 kg	0,78 kg/m²
total		2225,29 kg	7,86 kg/m²

Ferma jug FJ 1*

Beton	B 500	4,06 m²	1,25 cm/m²
Oțel	SBP I	187,00 kg	0,58 kg/m²
	PC 60	73,00 kg	0,22 kg/m²
	OL 38	663,00 kg	1,97 kg/m²
laminat		257,00 kg	0,79 kg/m²
total		1180,00 kg	3,56 kg/m²

Fig. 12. Diferite posibilități de realizare a barei de legătură dintre fermă și stîlp, la nivelul tălpii inferioare a fermei :

a) b. a. monolit ; b) metal ; c) b. a. prefabricat



---

* F 18×12 — II înseamnă fermă de 18 m deschidere la 12 m interax pentru gradul II de universalitate.

Gradul II de universalitate reprezintă posibilitatea suspendării de ferme a unor sarcini reduse reprezentînd conducte, canale sau rețele inginerești de circa 25 kg/m² plus un monorai pînă la 1,5 kg sarcină utilă sau un tavan ușor.

Gradul I de universalitate reprezintă posibilități sporite de suspendare de șarpantă conducînd pînă la circa 70 kg/m² conducte, canale și rețele inginerești plus două grinzi rulante suspendate de 3,2 tf sarcina utilă, sau un tavan greu sau alte sarcini în alte combinații. În cadrul acestor sarcini prevăzute se pot folosi și subansambluri de acoperiș mai grele, luminatoare de tipuri deosebite etc.

* FJ 1 înseamnă fermă jug de tipul ușor — respectiv pentru hale de 18×12 m de gradul II universalitate;

FJ 2 — pentru hale de 18×12 m, gradul I universalitate și 24×12 m gradul II universalitate ;

FJ 3 — pentru hale de 24×12 m, gradul I universalitate.

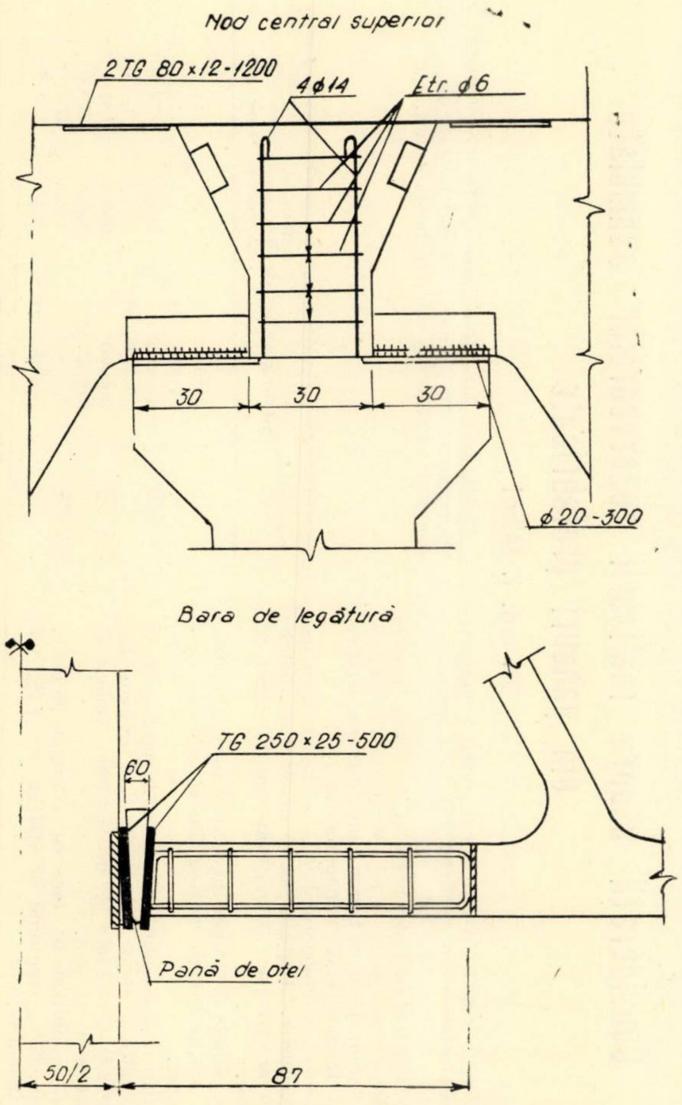

Nod central superior
2TG 80×12-1200
4⌀14
Etr. ⌀6
30
30
30
⌀20-300
Bara de legătură
TG 250×25-500
60
Pană de oțel
50/2
87

Fig. 13. Realizarea continuității la nodul superior și a barei de continuitate prevăzută cu pene metalice, pentru crearea posibilității scoaterii din lucru a barei respective

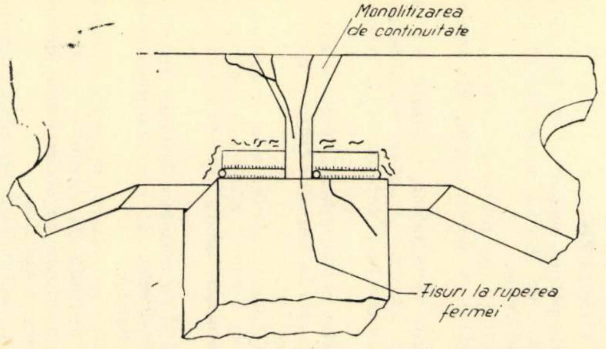

Monolitizarea de continuitate
Fisuri la ruperea fermei

Fig. 14. Rotirea pe reazem a capetelor fermei (se observă fisurile în stîlp în jurul pieselor metalice înglobate în beton și sudate de fermă)

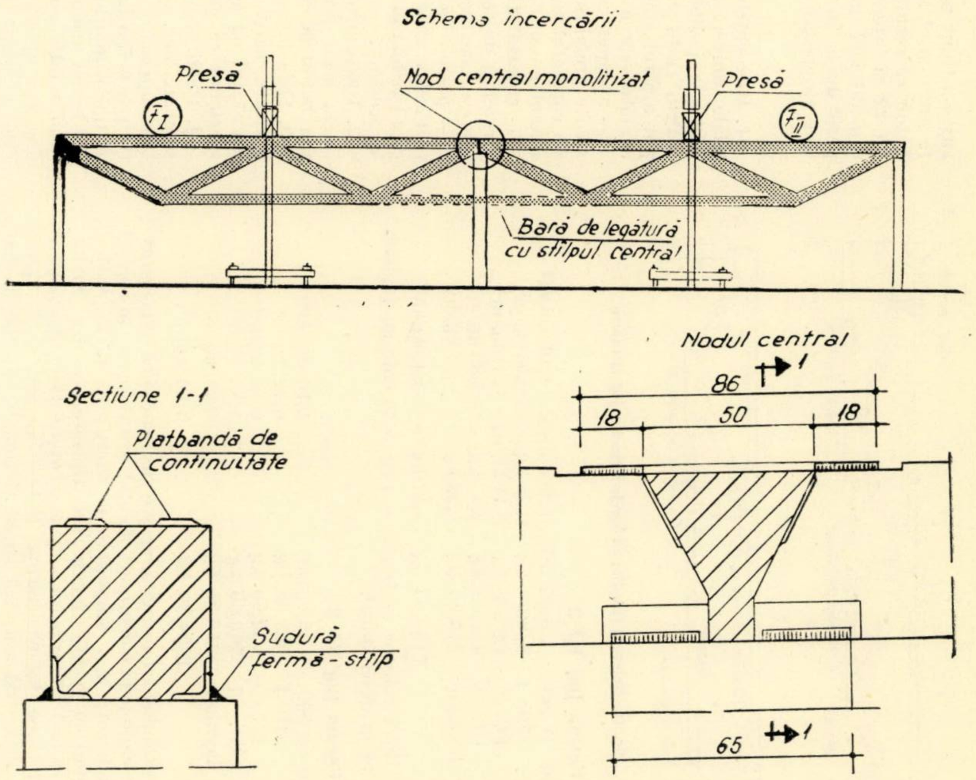

Schema încercării
Presă
Nod central monolitizat
Presă
F_I
F_{II}
Bară de legătură cu stîlpul central
Secțiune 1-1
Platbandă de continuitate
Sudură fermă - stîlp
Nodul central
1
86
18
50
18
65
1

Fig. 15. Schema încercării celor două ferme jug cu continuitate

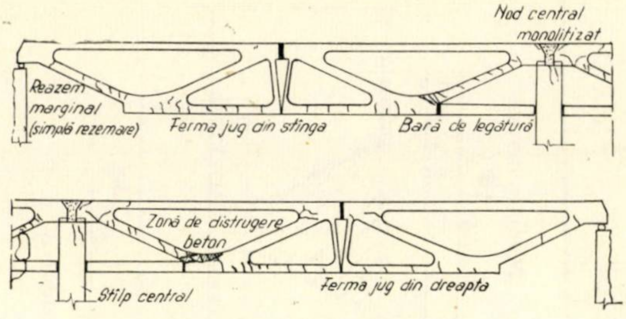


Fig. 16. Releveul fisurilor în barele fermelor jug la rupere

Ferma jug FJ 2

Beton	B 500	5,03 m³	1,55 cm/m² — 1,16 cm/m²
Oţel	SBP I	242,00 kg	0,75 kg/m² — 0,56 kg/m²
	PC 60	132,00 kg	0,41 kg/m² — 0,31 kg/m²
	OL 38	800,00 kg	2,47 kg/m² — 1,85 kg/m²
	laminat	316,00 kg	0,98 kg/m² — 0,73 kg/m²
total		1490,00 kg	4,61 kg/m² — 3,45 kg/m²

(Cele două coloane cu indici se referă la hale de 18, respectiv 24 m deschidere).

Ferma jug FJ 3

Beton	B 500	5,03 m³	1,16 cm/m²
Oţel	SBP I	306,03 kg	0,71 kg/m²
	PC 60	132,50 kg	0,31 kg/m²
	OL 8	799,50 kg	1,85 kg/m²
	laminat	316,26 kg	0,73 kg/m²
total		1554,29 kg	3,60 kg/m².

Din examinarea indicilor de mai sus rezultă că fermele respective conduc la consumuri de oţel avantajoase, în special cele prevăzute a fi amplasate la interax de 12 m. Astfel, comparînd cu vechile ferme arc tipizate, rezultă la halele de 18 m deschidere un consum de oţel total de 5,24 kg/m² faţă de 6,85 kg/m² (ferma F 18—75) sau 7,17 kg/m² (ferma F 18—75) sau 7,17 kg/m² (ferma F 18—100) la halele de 24 m deschidere un consum de oţel total de 7,72 kg/m² faţă de 7,45 kg/m² (F 24—100) sau 7,78 kg/m² (F 24—125). Noile tipuri de ferme corespund din punct de vedere al capacităţilor portante cu vechile ferme tip F 18—100 şi respectiv F 24—125 (de tip mediu), dar oferă din punct de vedere funcţional şi al comportării statice în ansamblul structurii, avantajele importante arătate mai sus. Se subliniază în mod suplimentar faptul că în comparaţiile de mai sus s-a ţinut seamă numai de ferme, fără a se face referiri la ansamblul structurilor. În realitate, economiile de oţel şi beton ce rezultă în cazul utilizării noilor tipuri de ferme (la 12 m interax) faţă de vechile ferme arc tipizate sînt sensibil mai mari, deoarece elementele secundare de acoperiş de 12 m sînt comparabile cu cele de 6 m, iar stîlpii sînt amplasaţi la 12 m şi cu noduri rigide.

9. CONCLUZII

1. Elementele prezentate permit alcătuirea de hale industriale universale, cu tramă de 18×12 m şi 24×12 m cu multiple posibilităţi funcţionale.

Prin realizarea continuităţii pe reazeme a fermelor se pot alcătui structuri elastice cu noduri rigide, care prezintă următoarele avantaje:

— apropie caracteristicile structurilor realizate din elemente prefabricate de cele ale unor structuri monolite, care s-a constatat că au în general o bună comportare la acţiunea sarcinilor seismice;

— creează structuri static nedeterminate, ceea ce asigură o rezervă de rezistenţă sporită la acţiunea tuturor sarcinilor asupra construcţiei respective;

— permit încastrarea stîlpilor la capete, ceea ce conduce la realizarea unor secţiuni de beton şi armătură mai mici şi este posibilă în consecinţă o mai uşoară prefabricare uzinată a acestora.

2. Realizarea continuităţii pe reazem a fermelor nu conduce în mod practic la modificări ale consumurilor de oţel sau beton pe ansamblul halelor.

3. Este indicată realizarea pe reazeme a unei continuităţi parţiale, care, pe lîngă uşurinţa de execuţie, prezintă şi avantajul că este corespunzătoare cu succesiunea apariţiei sarcinilor ce solicită fermele respective.

4. Realizarea raţională a continuităţii fermelor pe reazem se poate face cu bare de continuitate din oţel sudate pe capetele superioare ale fermelor, aşezate pe stîlpi, şi cu monolitizarea nodurilor respective, precum şi cu legarea ulterioară a tălpilor inferioare ale fermelor de stîlpi prin bare de legătură din beton armat monolit. Acest mod de execuţie, care consumă relativ puţină manoperă şi materiale suplimentare, nu prezintă dificultăţi de realizare şi nu poate duce la eventuale erori de execuţie care să micşoreze siguranţa construcţiilor respective.

5. Modul sus-indicat de realizare a continuităţii permite ca o parte din sarcinile verticale (în principiu sarcinile permanente) să fie preluate de ferme pe schema de simplă rezemare, pe schema de continuitate rămînînd numai o parte a sarcinilor verticale împreună cu sarcinile orizontale. Această soluţie conduce la o dimensionare economică a construcţiei respective.

Consideraţii asupra realizării rezervoarelor asamblate din panouri prefabricate

Dr. ing. I. Mihai

Volumul mereu crescînd al investiţiilor în industrie implică o creştere corespunzătoare a debitelor necesare proceselor tehnologice.

Alimentarea cu apă a centrelor populate, la debite sporite impuse de crearea unor condiţii noi de viaţă, a impus şi va impune un volum sporit de lucrări hidroedilitare, implicit de cuve pentru tranzitarea sau înmagazinarea apei.

Statistica arată că în momentul de faţă se execută un mare număr de rezervoare. Implicit apare necesitatea alegerii tipului de rezervor care este cel mai avantajos din punct de vedere economic.

Criteriile care impun un anumit tip de rezervor sînt diferite pentru fiecare ţară, în funcţie de condiţiile specifice ale dezvoltării economice.

Dacă se analizează consumurile de materiale (oţel şi beton) şi manopera rezultă evidenta superioritate a rezervoarelor prefabricate. Datele prezentate [1] de Goriunov (tabela 1) sînt edificatoare în acest sens.

Introducerea prefabricatelor face ca volumul de beton să scadă cu 15—20%, consumul de oţel cu 10—15%, iar manopera cu 25—30%.

Unele date din străinătate şi din ţară atestă că costul rezervoarelor din beton precomprimat este cu 25—40% mai mic decît al rezervoarelor din beton armat.

Tabela 1

Capacitatea (m³)	Soluţia constructivă	Manoperă oameni-zile (pe şantier)	Consum materiale	
			beton (m³)	oţel (t)
50	monolit	—	11,2	0,77
	prefabricat	—	12,5	0,70
500	monolit	459,7	74,1	4,69
	prefabricat	354,0	67,1	4,02
1 000	monolit	686,4	131,6	7,50
	prefabricat	529,8	113,0	7,05
2 000	monolit	1 445,4	254,7	14,40
	prefabricat	934,5	204,7	12,34

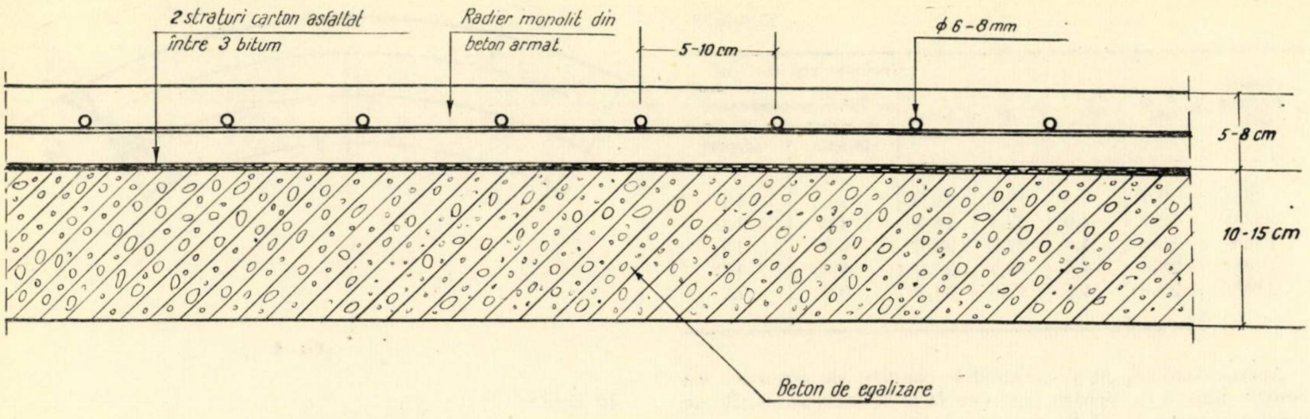

2 straturi carton asfaltat între 3 bitum
Radier monolit din beton armat
5-10 cm
φ 6-8 mm
5-8 cm
10-15 cm
Beton de egalizare

Fig. 1

În plus, şi ceea ce este desigur de o importanţă deosebită, betonul este de o calitate incomparabil mai bună decît într-o structură monolită.

Termenele de execuţie se reduc sensibil, putîndu-se executa, cu măsuri suplimentare minime, în orice perioadă a anului.

Rezervorul precomprimat de 2 500 m³ capacitate, din cadrul alimentării cu apă a oraşului Roman, a fost executat într-o perioadă de 2,5 luni, în timp ce un rezervor din beton armat monolit de aceeaşi capacitate se execută într-o perioadă de 5—7 luni.

Eficienţa tehnico-economică şi experienţa pozitivă acumulată de IPACH în proiectarea şi execuţia acestor rezervoare a impus întocmirea proiectelor tip de rezervoare cu perete din elemente prefabricate asamblate prin precomprimare.

În continuare se prezintă unele particularităţi caracteristice de calcul şi execuţie.

I. ALCĂTUIREA STRUCTURALĂ A REZERVOARELOR PREFABRICATE

Din acest punct de vedere urmează a se analiza modul de alcătuire a radierului, pereţilor şi acoperişului.

I. 1. Radierul

Avînd în vedere condiţia primordială care se pune, şi anume impermeabilitatea perfectă, în special în cazul fundării în terenuri macroporice sensibile la înmuiere, se impune adoptarea unui radier elastic cu fisuri care se pot deschide în limitele admisibile.

Trebuie eliminată de la început soluţia de prefabricare a radierului, din cauza dificultăţilor de etanşare a rosturilor orizontale de lungime mare, impunîndu-se implicit radierele executate monolit.

Ca soluţie constructivă la radierul monolit (fig. 1) s-a avut în vedere:

— folosirea plaselor sudate alcătuite din vergele de diametru redus şi

— reducerea la minimum admisibil, din condiţii de impermeabilitate, a grosimii de beton.

Plasele sudate, cu ochiuri de 5—10 cm, dirijează, în secţiunea de dispunere a barelor, formarea şi deschiderea eventualelor fisuri din contracţie şi temperatură. Prin aceasta distanţa dintre fisuri este controlată în limitele dorite, deci implicit este dirijată şi deschiderea fisurilor.

Reducerea grosimii de beton permite o deformare fără fisurarea covorului de beton armat. Are în schimb dezavantajul că, conform relaţiei

$$\sigma_{bt} = \frac{\mu}{1 + u\mu} \bar{t}_a \bar{\varepsilon}_c,$$

eforturile unitare iniţiale de întindere în beton, provocate de contracţie, cresc direct proporţional cu coeficientul de armare. Pericolul de formare a fisurilor este însă echilibrat de capacitatea de dirijare a apariţiei fisurilor în covorul elastic de beton armat.

Pentru a reduce parţial deformaţiile din contracţia betonului, se impune prevederea rosturilor de contracţie, de 30—40 cm deschidere, echidistanţate la 5—8 m, rosturi care se închid la 2—3 luni de la turnarea radierului şi, recomandabil într-o perioadă de temperatură scăzută. Posibilitatea de deformare (lunecare) a covorului elastic este asigurată prin interpunerea între radier şi betonul de egalizare a două straturi de carton asfaltat între trei straturi de bitum.

I.2. Pereţii prefabricaţi

Execuţia pereţilor rezervorului, la stadiul actual de dezvoltare a industriei materialelor de construcţie, se poate realiza în două variante:

a. panouri prefabricate cu rosturi verticale;

b. virole precomprimate cu rosturi orizontale şi verticale.

I.2.a. Panouri prefabricate

Panourile, avînd intradosul curbiliniu (fig. 2 a), se execută în fabrici de prefabricate sau pe poligoane de şantier, respectîndu-se strict condiţiile de execuţie ale unui beton hidrotehnic.

Dimensiunile panourilor sînt variabile, căutîndu-se a se menţine însă greutatea în limitele a maximum 3 tone.

Un element care interesează în mod deosebit pentru asigurarea condiţiilor de manipulare, transport şi exploatare este grosimea peretelui panoului.

Calcule comparative [1], efectuate pentru rezervoare din beton armat şi beton precomprimat de diverse capacităţi, au condus (tabela 2) la unele rezultate concludente în acest sens.

Valorile teoretice s-au dedus din valoarea efortului inelar de precomprimare. Valorile adoptate au fost impuse de condiţiile tehnologice de betonare, capacitatea de preluare a momentelor încovoietoare de încastrare, precum şi de condiţiile de manipulare a prefabricatelor.

Fig. 2 a şi b

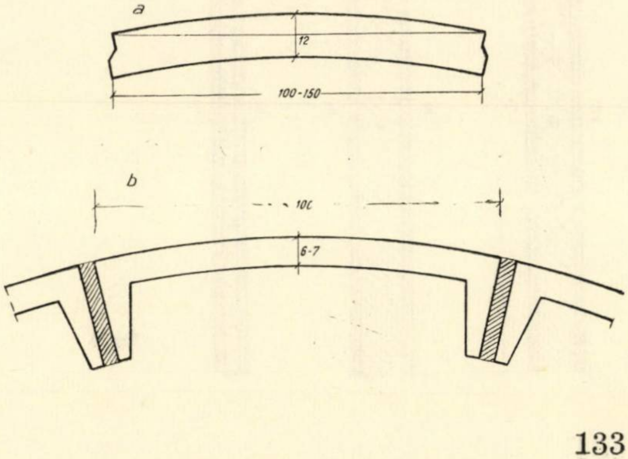


Tabela 2

Capacit. rezervor (m³)	D_{int} (m)	H_{util} (m)	N (t)	Grosimea peretelui (cm)		
				beton armat	beton precomprimat	
					teoretic	adoptat
250	9,7	3,4	12,7	10,3	—	13
600	12,7	4,6	22,4	18,2	4,9	13
1 000	16,7	4,6	29,6	24,0	6,5	15
1 600	20,6	4,6	36,5	27,0	8,0	17
2 000	23,6	4,6	42,6	34,2	9,2	18

Aceste condiţii, cît şi eventualele condiţii de rezemare pe contur, impun ca, pentru pereţi cu $H > 6{,}10$ m, panourile de grosime constantă să fie precomprimate.

Pentru a elimina operaţia de precomprimare verticală pe stand a panourilor este indicată folosirea panourilor chesonate (fig. 2 b). Aceste panouri prezintă în plus următoarele avantaje :

— reduc grosimea peretelui în limitele impuse de preluarea eforturilor unitare din precomprimare ;

— momentele încovoietoare sînt preluate de nervuri, la care eventualele modificări ale poziţiei armăturii de rezistenţă influenţează mai puţin deschiderea fisurii din efectul precomprimării decît în cazul panourilor de grosime constantă, unde h_0 se reduce uneori la 50% din valoarea teoretică ;

— gradientul hidraulic este mai mare decît la panourile de grosime constantă ; lăţimea mai mare a rostului permite utilizarea unei game mai variate de procedee tehnologice pentru închiderea rostului.

Panourile chesonate prezintă însă unele dificultăţi în plus faţă de panoul de grosime constantă, în ceea ce priveşte etanşarea rostului din radier.

I.2. b. Virole precomprimate

Soluţia nu a fost aplicată, constituind o problemă în studiu. În principiu, peretele rezervorului este alcătuit din scînduri-virole de 40—80 cm lăţime, 2—3 cm grosime şi 10—20 m lungime, care sînt dispuse şi ţesute ca virolele unui rezervor metalic (fig. 3).

Eforturile de întindere şi compresiune, care apar în beton în urma curbării virolei pentru a realiza rezervorul, se determină (fig. 4) cu relaţia

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_b}{\frac{h}{2}} \qquad (1)$$

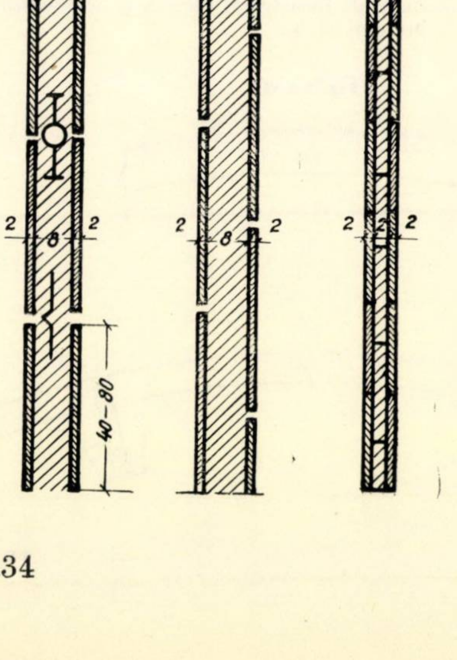


Fig. 3

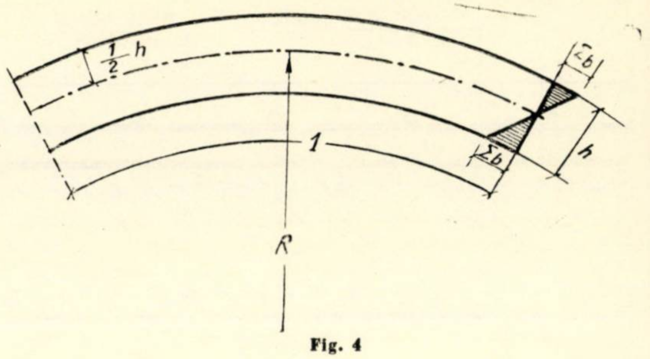


Fig. 4

în care :

R este raza rezervorului

ε_b — deformaţia betonului

h — înălţimea (grosimea) virolei din beton precomprimat. S-a considerat că secţiunea este omogenă.

Din relaţia (1) de mai sus se deduce

$$\sigma_b = \frac{h}{2\,R}\,E_b\,. \qquad (2)$$

Este interesant însă de reţinut că compresiunile cresc către intradosul rezervorului şi că eventuala depăşire a R_t în beton nu afectează etanşeitatea rezervorului, ci ridică numai problema calculului în starea limită de deschidere a fisurilor pentru a evita corodarea armăturii de precomprimare.

Implicaţiile care apar în cazul betonului precomprimat impun rezolvarea a două probleme de principiu :

— etanşarea rosturilor (de legătură) dintre virole şi a rosturilor orizontale ;

— preluarea momentelor încovoietoare care apar pe o fişie verticală.

Legătura inelară a virolelor se poate realiza folosind mortare (betoane) pe bază de compuşi macromoleculari, care asigură atît rezistenţa ridicată la întindere (100—200 kg/cm² pentru compuşi epoxidici) cît şi aderenţa armăturii cu betonul pe bază de compuşi macromoleculari. Ilustrativ, în tabela 3 se dă [2] influenţa dozajului de liant epoxidic asupra rezistenţelor mecanice ale mortarelor şi betoanelor fine, la 24 ore de la preparare.

Tabela 3

Liant organic în % din greutatea amestecului	Rezistenţa (kg/cm²)	
	R_{pr}	R_{ti}
2	63	32
6	387	194
10	872	306
15	910	314

Geys a efectuat [2] încercări cu masă Paselit pe epruvete cu secţiunea rostului de 2×2 cm şi lungimea de 20 cm, obţinînd rezultatele din tabela 4.

Tabela 4

Temperatura de încercare a rostului	Alungirea la rupere (%)	
	aplicare prin turnare	aplicare cu mistria
−30°C	180	120
−15°C	180	140
0°C	190	170
+20°C	200	200
+40°C	230	220
+60°C	260	270

Datele tabelelor 3 şi 4 demonstrează elocvent capacitatea materialelor pe bază de compuşi macromoleculari de a asigura atît rezistenţa la întindere, în limitele solicitărilor din pereţi, cît şi deformaţia pronunţată, ceea ce permite o bună conlucrare între corzi şi betonul de monolitizare.

Rosturile orizontale pot fi tratate în funcţie de modul de alcătuire a pereţilor.

Pentru pereţii formaţi din virole duble (fig. 3a, 3b), rosturile se etanşează cu benzi de cauciuc sau materiale plastice, înglobate în betonul turnat între virole. În acest caz dispare necesitatea prevederii unei armături de rezistenţă pentru preluarea momentelor încovoietoare, întrucît peretele lucrează ca o structură spaţială articulată pe înălţime în zona de suprapunere a virolelor.

La pereţii alcătuiţi din virole suprapuse (fig. 3c), recomandaţi în general în cazul rezervoarelor deschise (decantoare, bazine de sedimentare etc.), etanşarea rosturilor orizontale dintre virole se poate asigura prin pelicule pe bază de compuşi macromoleculari, armate cu fibre de sticlă, lipite pe virole în zona rosturilor.

Încercări efectuate de Psentin şi Igonin [2] pe compuşi macromoleculari, armaţi cu fibre de sticlă, au dat rezultatele din tabela 5.

Tabela 5

Compusul macromolecular	Greutatea specifică (kgf/m³)	Rezistenţa (kgf/m²)		
		R_{pr}	R_t	R_{ti}
Fenol-formaldehidă	1,8	3 000	2 800	3 900
Epoxi	1,9	3 800	3 900	5 000
Poliesteri	1,85	800—3 200	1 800—3 500	2 100—3 500
Siliconi	1,95	2 300	2 500	2 500

Legătura adezivului este suficient de bună, asigurînd o conlucrare monolită a virolei cu pelicula.

Virolele pot fi executate pe şantier, pe radierul turnat în prealabil.

I.3. Acoperirea rezervoarelor

Se poate realiza în mai multe variante, menţionînd în mod deosebit:

— cupole din beton armat

— acoperişuri suspendate cu stîlp central

— grinzi sau chesoane prefabricate pe stîlpi intermediari.

I.3. a. Cupole

Cupolele monolite se evită în pricipiu din cauza consumului mare de material lemnos. Există totuşi posibilitatea evitării acestui inconvenient, prin execuţia cupolei la sol şi liftare la o înălţime care să depăşească cu circa 50 cm cota superioară a peretelui prefabricat. După montarea peretelui rezervorului, cupola se coboară şi se realizează legătura dintre cupolă şi perete. Cupola se toarnă pe un terasament de pămînt care are faţa superioară modelată după intradosul acoperişului. Compactarea bună a terenului pe toată grosimea şi consolidarea pe o grosime de circa 10—20 cm cu ciment sau compuşi macromoleculari evită eventualele tasări neuniforme. Dificultatea care apare constă în evacuarea terenului cînd cupola este ridicată la înălţime.

Aplicarea acestei soluţii este extrem de simplă, însă implică utilaj de ridicat, muncitori calificaţi şi o deosebită conştiinciozitate.

Se pot realiza cupole prefabricate, prin utilizarea unor sectoare de lungime egală cu raza rezervorului, capabile să preia eforturile care apar atît în timpul manipulării şi transportului, cît şi în exploatare.

Se pot realiza cupole prefabricate din elemente prefabricate de dimensiuni variabile.

I.3. b. Acoperişuri suspendate

Se realizează cu cabluri dispuse la echidistanţe maxime de 1—3 m, peste care se aşază panouri prefabricate.

Inelul, care rigidizează superior peretele exterior al rezervorului, este solicitat la un efort uniform de compresiune. Eforturile de întindere din cablu sînt transmise unui inel metalic plasat pe partea superioară a stîlpului, stîlpul fiind solicitat la compresiune.

Problema dificilă constă în asigurarea protecţiei cablurilor portante. Folosirea unui oţel inoxidabil elimină acest inconvenient.

Soluţia urmează a fi aplicată la unul din rezervoarele care se vor proiecta în viitorul apropiat în IPACH.

I.3. c. Acoperişuri pe stîlpi intermediari

Soluţia este aplicată în mod curent în practica de proiectare a IPACH, deşi se ştie că introduce dificultăţi deosebite în ceea ce priveşte etanşeitatea radierului, din cauza deformării diferenţiate a stîlpului şi a radierului.

S-au folosit două tipuri de elemente portante pentru acoperiş:

— chesoane prefabricate de lăţime variabilă şi

— grinzi T precomprimate cu talpa de lăţime variabilă.

Recomandăm soluţia a doua, întrucît foloseşte tiparele şi armătura pentru grinzile T de acoperiş, singura modificare intervenind la lăţimea tălpii, lucru extrem de uşor de realizat pe un tipar existent.

II. ROSTURILE VERTICALE DINTRE PANOURI

Practica actuală de execuţie şi proiectare foloseşte două tipuri distincte de închidere a rosturilor (fig. 5) verticale dintre panourile prefabricate:

— rosturi de grosime redusă 1—5 cm şi

— rosturi puternic evazate (>10 cm).

Fiecare din aceste tipuri are avantajele şi dezavantajele sale. Rosturile de grosime redusă (fig. 5 a) se utilizează în mod curent la cuvele asamblate prin precomprimare. Extinderea lor se explică prin:

— reducerea volumului de beton turnat pe şantier şi, implicit, a instalaţiilor şi personalului aferent acestui gen de lucrări;

— reducerea deformaţiilor inelare diferenţiate în betonul peretelui;

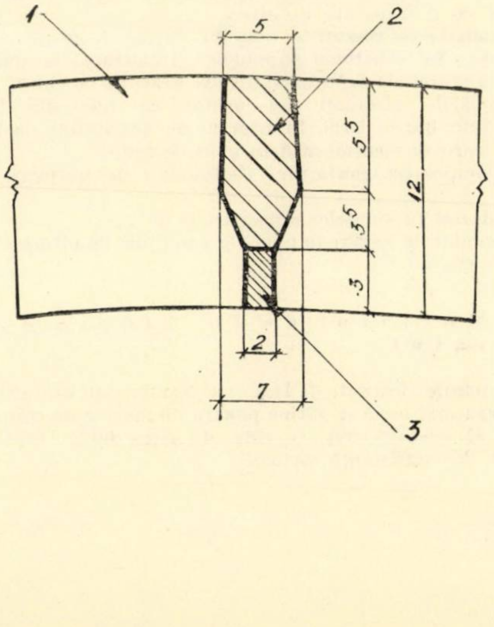
— reducerea timpului dintre terminarea închiderii rosturilor şi începerea precomprimării peretelui, în special atunci cînd această tendinţă este conjugată cu o formă adecvată a rostului;

— execuţia în toate anotimpurile.

În folosirea acestui mod de închidere a rosturilor există însă dificultăţi de ordin tehnologic generate de lipsa unor materiale cu proprietăţi de lucrabilitate care să permită închiderea etanşă cu minimum de lucru mecanic, avînd în

Fig. 5. a

1 — prefabricate; 2 — mortar introdus prin batere; 3 — mastic bituminos (se va aplica înainte de precomprimare)



vedere dimensiunile rostului şi deci imposibilitatea de folosire a unor metode mecanice de îndesare a materialului în rost. Ca mod de rezolvare geometrică, rosturile de acest tip au forme foarte variate. În alegerea secţiunii rosturilor se urmăreşte :

— creşterea lungimii de contact dintre faţa de rost a panoului şi mortarul de umplere a rostului, pentru mărirea drumului de infiltraţie a apei pe interfaţa pe care pot apărea eventuale defecte de structură (fisuri din contracţie, aderenţă imperfectă etc.) ;

— o formă cît mai simplu de turnat şi cu ieşinduri cît mai masive, pentru a evita deteriorările în timpul manipulării, transportului şi montajului elementelor prefabricate ;

— o secţiune relativ închisă, pentru a reduce deformaţiile de contracţie a mortarului şi a permite o solicitare biaxială, cu efecte favorabile la precomprimare, la o vîrstă redusă a mortarului.

Rosturile puternic evazate (fig. 5 b) nu implică studii deosebite în ceea ce priveşte forma geometrică.

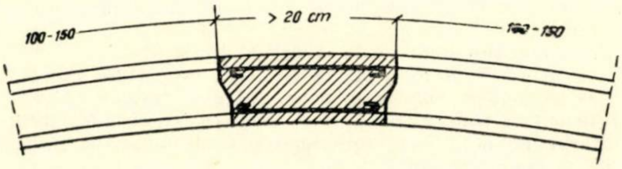


Fig. 5. b

Lăţimea acestor rosturi depăşeşte în general 20 cm, ceea ce permite folosirea unor betoane de consistenţă plastică pentru închiderea lor.

Comparativ cu rosturile de grosime redusă, aceste rosturi prezintă avantajul că permit un control mult mai riguros al modului de îndesare a betonului de închidere a rosturilor.

Folosirea panourilor vacuumante poate accelera procesul de întărire a betonului. S-a constatat că umezirea corpurilor este accelerată cu atît mai intens cu cît scade mai pronunţat presiunea mediului înconjurător. Aceasta se datoreşte :

— îndepărtării aerului absorbit care împiedică accesul apei la suprafaţa granulelor de ciment, ceea ce permite hidratarea cimentului mai repede şi mai complet ;

— măririi vitezei de cristalizare a hidroaluminaţilor şi Ca $(OH)_2$, ca urmare a concentrării soluţiei.

Pentru considerentele expuse mai sus rosturile puternic evazate sînt mai puţin utilizate. În plus prezintă dezavantajul diferenţierii inelare a efortului de precomprimare, diferenţiere provocată de neuniformitatea de dezvoltare a deformaţiilor în timp în lungul peretelui.

III. TRATAREA ŞI MONOLITIZAREA ROSTURILOR VERTICALE

Întrucît rosturile dintre panouri reprezintă zonele cele mai slabe în ce priveşte impermeabilitatea cuvelor, ele trebuie tratate cu o deosebită atenţie.

Monolitizarea rosturilor este în strînsă legătură, atît cu aderenţa dintre betonul panourilor şi mortarul de închidere, cît şi cu starea de deformaţii care se dezvoltă în timp.

Încercările efectuate au arătat că aderenţa în rost variază în limite largi, în funcţie de ansamblul de factori, dintre care se menţionează în mod deosebit :

— compoziţia mortarului (betonului) de umplere a rostului ;

— starea suprafeţelor adiacente în rost ;

— modul de punere în operă şi condiţiile de întărire a mortarului din rost.

III. 1. Mortarul de închidere a rostului

Încercările efectuate de Hager şi Nenning au arătat că aderenţa cea mai bună se obţine pentru un mortar de consistenţă fluidă şi această creştere este de circa 60 % faţă de un mortar de consistenţă vîrtoasă.

Apa în exces permite o hidratare mai rapidă a liantului din mortar şi asigură o umezire mai bună a feţelor adiacente în rost, fără scăderea caracteristicilor de rezistenţă ale mortarului.

Întrucît un factor *a/c* ridicat conduce la deformaţii de contracţie pronunţate şi periculoase, în special în prima perioadă de întărire este necesară limitarea acestei valori la o valoare optimă obţinută pe bază de încercări prealabile (fig. 6).

Aderenţa este mai bună la mortarele cu dozaj mai mare de ciment. În tabela 6 sînt date rezultatele unor încercări efectuate de Prişcenco. Trebuie reţinut însă că aderenţa nu este proporţională cu marca betonului (mortarului).

Tabela 6

Mortar	Aderenţa (kgf/cm²), vîrsta mortarului din rost fiind în zile		Creşterea aderenţei (%)
	1	3	
1 : 1	6,12	9,81	60
1 : 2	4,41	7,26	65
1 : 3	3,91	6,80	74
1 : 4	3,42	6,08	78

Este indicat să se utilizeze cimenturi :

— cu conţinut mai ridicat de compuşi gelici

— cu contracţii mai reduse.

Încercările efectuate au arătat că este recomandabilă folosirea cimenturilor Portland expansive.

O atenţie deosebită trebuie acordată aşa-numitelor cleiuri coloidale de ciment, preparate pe baza cimentului măcinat la o suprafaţă specifică de 5000—7000 cm²/g. Vibroamestecarea se face timp de 5—7 minute. Adaosul de 0,1—0,2 % SSB din cantitatea de ciment micşorează factorul *a/c*. Vibroamestecarea cimentului fin măcinat măreşte sensibil rezistenţa şi viteza de creştere a rezistenţei datorită accelerării proceselor de hidroliză şi hidratare.

La elemente încovoiate un strat de 1—2 mm de mortar de ciment vibroactivat a mărit aderenţa pînă la 60—65 kg/cm²

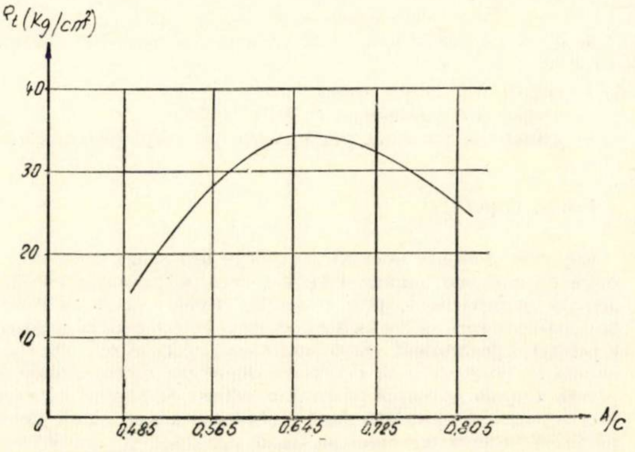


Fig. 6

Folosirea acestui ciment coloidal în injectarea fisurilor barajului Marshall Ford din S.U.A. a făcut ca rezistenţa betonului la întindere să atingă 125 % în comparaţie cu rezistenţa betonului nefisurat.

Adaosurile în cimenturi au rolul de a compensa contracţia şi de a mări capacitatea de aderenţă a mortarului. În acest sens se indică folosirea prafului de aluminiu (20—30 g/m³ beton) sau SSB în proporţie de 0,1 %, în combinaţie cu $CaCl_2$ în proporţie de 1—2 %.

III. 2. Starea suprafețelor adiacente în rost

Încercările efectuate de Heger și Nenning pe elemente în care suprafețele adiacente în rost au fost tratate diferit au condus la următoarele rezultate, comparativ cu betonul monolit (%) :

— epruvete monolite	100
— suprafața acoperită cu mortar	74
— suprafața prelucrată și acoperită cu mortar	72
— suprafața prelucrată și presărată cu ciment	64
— suprafața prelucrată uscată	61
— suprafața umectată	55
— suprafața uscată neprelucrată	52
— suprafața prelucrată și umectată	45
— suprafața neprelucrată și presărată cu ciment	38

Necesitatea prelucrării mecanice (buceardare, periere, jet de aer, jet de apă etc.) sau chimice derivă din condiția de îndepărtare a stratului superficial sticlos și de rezistență redusă (strat poros din particule de ciment și praf și argilă din agregate) care creează un strat intermediar de rezistență redusă și capacitate de aderență mică.

O atenție deosebită trebuie acordată tratării suprafeței înainte de turnarea mortarului în rost.

O serie de încercări (Gvozdev, Hager, Davis, Hutoriansky etc.) au arătat că acoperirea fețelor adiacente în rost cu un strat de mortar de 1—2 mm mărește aderența în rost cu 20—30 %, în condiții similare de execuție și păstrare. Explicația acestui fenomen constă în faptul că mortarul de ciment pătrunde în porii și neregularitățile betonului vechi, creează legătura intimă între betonul panourilor și mărește aderența în rost.

Stratul de mortar trebuie așezat pe o suprafață umedă și nu pe o suprafață udă. Pelicula subțire de apă reduce sensibil aderența, fenomen care interesează mai puțin fețele verticale și mai mult rosturile orizontale ale cuvelor.

III. 3. Punerea în operă și întărirea

În acest sens trebuie menționate influența vibrării, precomprimării mortarului (betonului) din rost, folosirii panourilor pneumatice, a umidității și temperaturii mediului de întărire.

Aderența în rost crește însă o dată cu apariția unui efect de precomprimare (ceea ce implică împiedicarea deplasării panourilor în perioada de întărire) și care asigură un contact mai intim, deci o încleiere mai bună, între betonul panourilor și mortarul din rost.

Acest efect de precomprimare se obține cel mai simplu prin folosirea adaosurilor cu capacitate de expansiune (praful de aluminiu etc.).

Rezultate interesante în acest sens a obținut I. Prișcenco [3]. Lucrînd cu un mortar 1 : 1 a obținut următoarele rezultate :

precomprimare 0,1 R creșterea aderenței 34 %
precomprimare 0,3 R creșterea aderenței 56 %
precomprimare 0,5 R creșterea aderenței 26 %

în care R reprezintă rezistența mortarului la compresiune.

În figura 7 se indică influența compoziției mortarului și a precomprimării asupra aderenței în rost.

Atunci cînd a utilizat mortare coloidale, s-au obținut rezultatele din figura 8, de unde rezultă că precomprimarea optimă este de 0,5 kg/cm². Creșterea la 1,0 kg/cm² a condus la distrugerea structurii mortarului. Rezultatele au fost obținute pentru $a/c = 0{,}35$. Trebuie însă reținut că valoarea optimă de precomprimare variază în funcție de factorul a/c și trebuie determinată experimental.

Panourile pneumatice au avantajul că reduc apa liberă din mortar (beton) și măresc rezistența sa. Încercări efectuate pentru aderență arată că ea este mai puțin eficientă, probabil din cauză că absorbția de apă este mai puternică pe suprafața de contact panou-mortar datorită legării mai slabe a apei.

Umiditatea mediului de întărire influențează sensibil rezistența (aderența) în rost. În figura 9 este indicată variația aderenței în rost la forfecare pentru întărire în apă (1), în rumeguș umed (2) și în aer (3). Pentru situațiile curente de pe șantier se impune prevederea unei conducte perforate, care să mențină în stare umedă panourile și rosturile pe perioada de întărire a mortarului din rost.

Temperatura influențează substanțial aderența în rost. Încercările efectuate arată că aderența în rost poate să scadă la zero atunci cînd turnarea mortarului în rost se face

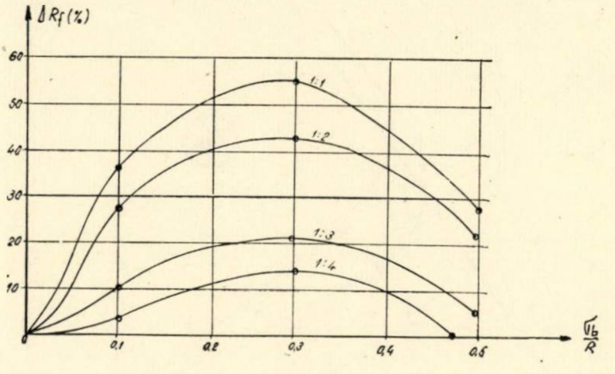


Fig. 7

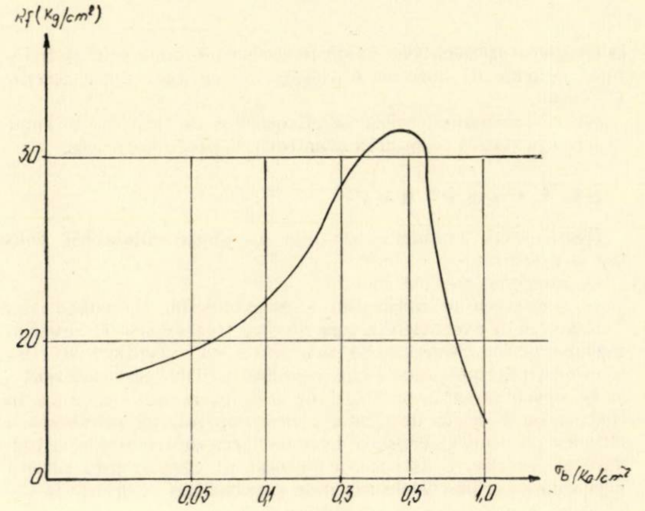
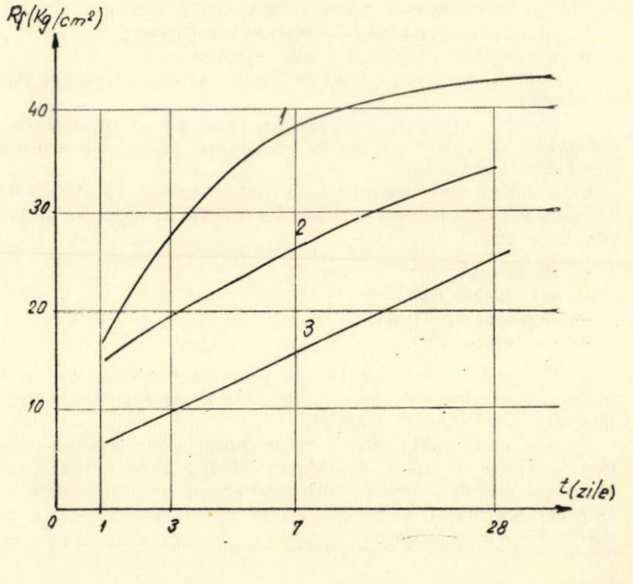


Fig. 8

Fig. 9



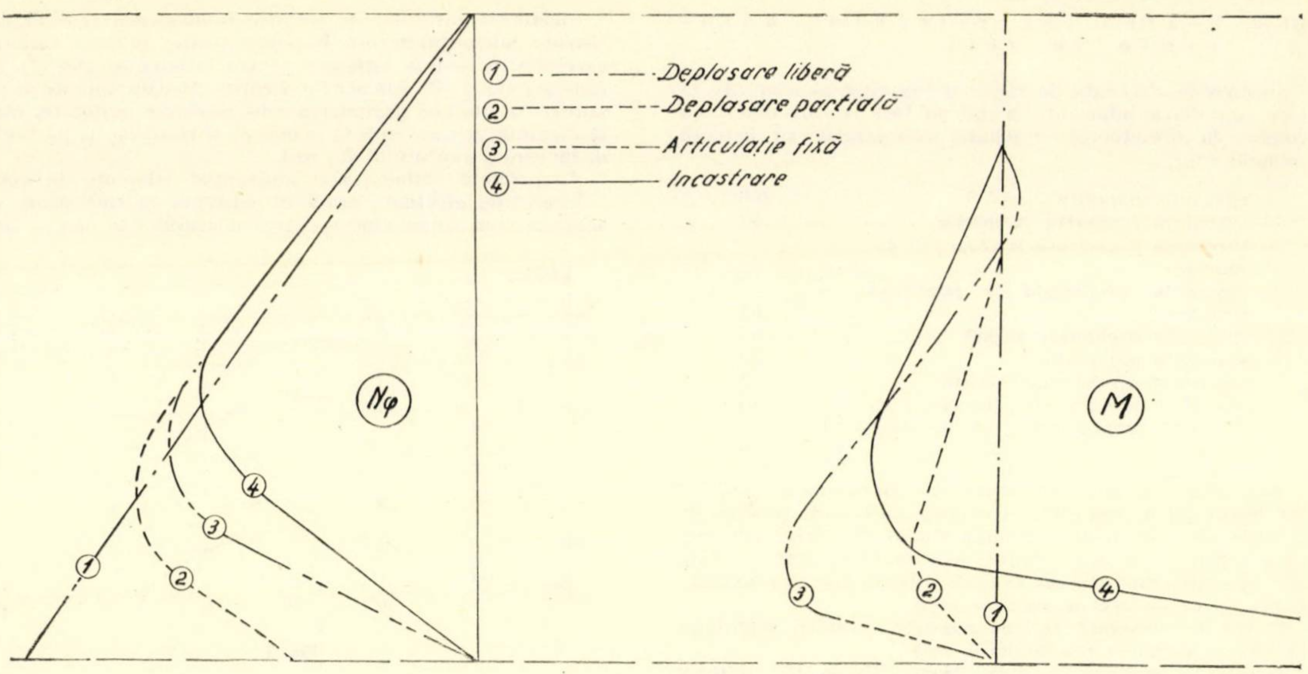


Fig. 10

la temperaturi negative. Se explică acest fenomen prin apariția unei pelicule de apă pe suprafața de contact între mortar și panou.

Nu se recomandă folosirea adaosurilor de întărire, întrucît acestea provoacă corodarea armăturii de precomprimare.

III. 4. Concluzii

Respectarea condițiilor de mai sus apare obligatorie pentru a asigura :

— aderența în rost și

— reducerea la minimum a deformațiilor de contracție.

Practica de execuție din țara noastră (rezervoare T. Severin, decantoare Tg. Mureș etc.) ne-a arătat că execuția rosturilor în condiții necorespunzătoare a condus la distrugerea aderenței și la deschiderea unor fisuri de ordinul a 0,5—1,0 mm, în rosturi de 6—8 cm deschidere. Precomprimarea ulterioară a cuvelor nu a putut conduce la remedierea deficiențelor de turnare și întărire, construcțiile prezentînd curgeri prin rosturi care depășeau pierderile normale și periclitau siguranța la coroziune a armăturii de precomprimare.

IV. SOLICITĂRI ÎN PERETELE REZERVORULUI

Pereții rezervoarelor preiau următoarele sarcini :

— presiunea hidrostatică a apei (din interior) ;

— împingerea pămîntului (din exterior) ;

— efortul de precomprimare (ca o sarcină acționînd din exterior) ;

— greutatea proprie a cupolei, termoizolarea, hidroizolarea, acționînd ca sarcini verticale constante pe contur asupra peretelui rezervorului.

Considerînd rezervorul liber la partea superioară, starea de eforturi în peretele rezervorului este funcție de legătura dintre perete și radier :

— încastrare,
— articulație fixă,
— deplasare parțială,
— deplasare liberă.

În figura 10 este indicată variația eforturilor inelare și a momentelor încovoietoare din presiunea apei și precomprimarea pentru diverse legături.

Pentru cuve prefabricate și precomprimate, legătura cea mai avantajoasă este deplasarea liberă. Prin aceasta, în cazul cel mai defavorabil considerat (presiune hidrostatică + + precomprimare), în beton rămîne un efort remanent constant de precomprimare.

Frecarea care se dezvoltă pe suprafața de contact dintre baza panourilor și betonul radierului împiedică deplasarea liberă.

Întrucît aceste frecări beton pe beton pot scădea în timp și reduce efectul de precomprimare în pereți sub panouri, s-a introdus un reazem de cauciuc sau neopren în unul sau mai multe straturi. Prin aceasta peretele are posibilitatea de a căpăta deformații radiale mici, prin deformarea transversală din precomprimare.

Împiedicarea deplasării libere a bazei peretelui are ca efect apariția unei componente orizontale la baza peretelui.

Componenta orizontală a reazemului se determină cu relația :

$$H = \frac{\Delta r \cdot G \cdot Ac}{h}$$

în care :

Δr este deformația transversală a reazemului ;
G — modulul de elasticitate transversală al materialului reazemului ;
Ac — secțiunea transversală a reazemului elastic ;
h — înălțimea reazemului (cauciuc, neopren etc.).

Pentru a determina deformația transversală maximă capabilă a peretelui liber rezemat este necesară determinarea modulului de elasticitate a peretelui de beton alcătuit din betoane de mărci și vîrste diferite.

Introducînd notațiile

E_b — modulul de elasticitate (echivalent) al peretelui ;
E_p — modulul de elasticitate al betonului din panouri ;
E_r — modulul de elasticitate al betonului (mortarului) din rosturi ;
b — lățimea unui panou ;
a — lățimea unui rost între două panouri adiacente ;
n — numărul de rosturi și panouri.

se poate scrie (fig. 11) condiția de continuitate a deformațiilor :

$$n \varepsilon_b (b + a) = n \varepsilon_p b + n \varepsilon_r a$$

sau

$$\frac{\sigma_b}{E_b} (b + a) = \frac{\sigma_p}{E_p} b + \frac{\sigma_r}{E_r} \cdot a. \qquad (3)$$

Deoarece

$$\sigma_b = \sigma_p = \sigma_r \qquad (4)$$

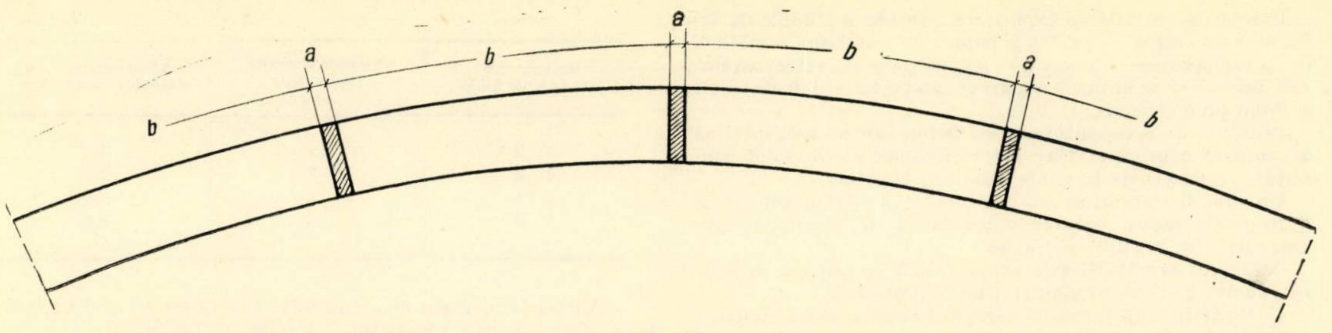


Fig. 11

expresia (3) capătă forma

$$\frac{b+a}{E_b} = \frac{b}{E_p} + \frac{a}{E_r} \qquad (5)$$

din care se deduce imediat

$$E_b = E_p E_r \frac{a+b}{E_p a + E_r b}. \qquad (6)$$

Cunoscînd efortul unitar din precomprimare în beton, σ_{bp}, se poate determina micşorarea lungimii peretelui rezervorului, şi, implicit, variaţia diametrului (razei) care reprezintă deplasarea liberă a peretelui în timpul precomprimării.

Cum reazemul elastic (cauciuc, neopren etc.) nu asigură etanşeitatea rostului dintre perete şi radier, este necesar ca etanşarea să fie realizată cu un material bituminos sau cauciuc presat. Rezultă că în exploatare legătura de la baza peretelui se va comporta ca o articulaţie fixă.

În această combinaţie de sarcini :

— precomprimare cu deplasare parţială

— presiune hidrostatică cu articulaţie fixă

apar eforturile inelare N_φ şi momentele încovoietoare din diagramă (fig. 12).

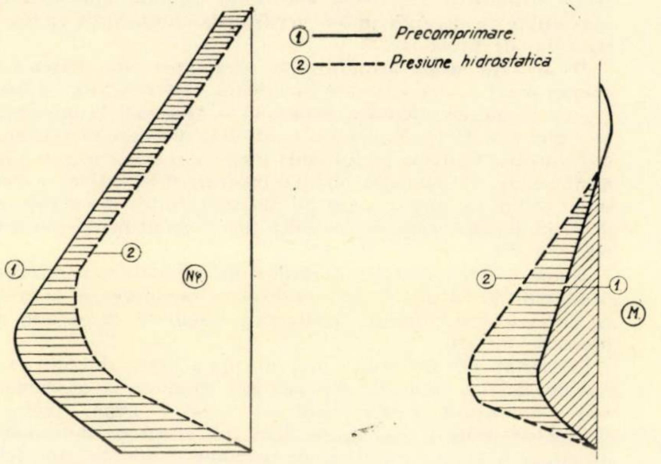


Fig. 12

Este evident că o deplasare liberă la precomprimare şi exploatare este mai avantajoasă întrucît elimină apariţia momentelor încovoietoare. Nu este în nici un caz recomandabilă încastrarea bazei peretelui după precomprimare, din cauza momentelor mari pe care le introduce, momente care cer o cantitate suplimentară de oţel moale şi o îngroşare adecvată (vută) în partea inferioară.

V. PRECOMPRIMAREA PEREŢILOR

Rezervoarele cilindrice precomprimate au impus în mod automat precomprimarea prin înfăşurare cu diverse sisteme de precomprimare. Această tehnologie este impusă atît de viteze de precomprimare, cît şi de considerente de ordin economic.

Un calcul economic comparativ efectuat arată următoarea diferenţă procentuală între cîteva sisteme de precomprimare a rezervoarelor :

— sistemul Baur	68,3 %
— sistemul prin înfăşurare BBRV	47,0 %
— sistemul Freyssinet	100 %
— sistemul indigen (cu cabluri exterioare)	68,6 %.

Sistemul Freyssinet s-a aplicat şi se aplică numai ca o etapă tranzitorie atunci cînd nu există posibilitatea de precomprimare prin înfăşurare. Are dezavantajul unor pierderi mari de frecare pe traseu şi al unui consum mai mare de oţel.

Singura problemă care apare în cazul precomprimării prin înfăşurare cu maşina ANM—5 (sau alta similară) constă în asigurarea protecţiei armăturii de precomprimare contra pericolului de corodare.

Studii interesante asupra coroziunii oţelului au fost efectuate de Pourbaix, care arată că condiţiile care favorizează coroziunea sînt pH-ul şi potenţialul electric.

Diagrama lui Pourbaix pentru oţel (fig. 13) indică o arie centrală unde coroziunea este posibilă, arie care este situată între alte două zone distincte şi anume :

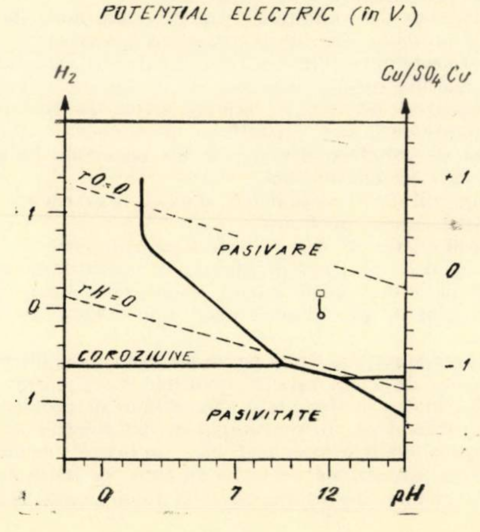
— aria de pasivitate, în care oţelul rămîne pur metalic şi deci nu este atacat şi corodat ;

— aria de pasivare, în care oţelul este acoperit cu un strat de oxizi care împiedică corodarea, cu condiţia însă ca acest strat să fie uniform şi neporos.

Rezultă deci că rezistenţa oţelului la coroziune în beton provine din pasivarea pe care o creează cimentul, rezultînd în schimb o instabilitate termodinamică datorită căreia orice agent exterior, care ajunge la oţel migrînd prin fisurile sau porii betonului, poate distruge local această pasivare, formînd un cuplu electrochimic de 0,3 V.

Amplasînd pe diagrama termodinamică a lui Pourbaix punctul reprezentativ al oţelului în betonul precomprimat, se constată înnobilarea prin pasivare şi se poate deduce potenţialul de coroziune electrochimică care elimină pasivarea.

Fig. 13. Diagrama termodinamică Pourbaix pentru potenţialul oţelului în beton



Practica de execuţie şi exploatare, precum şi studiile de laborator au arătat că pentru a împiedica corodarea armăturii de precomprimare înfăşurate pe extradosul rezervoarelor este necesar să se ia unele măsuri de protecţie atît înainte, cît şi după pretensionare.

Protecţia necorespunzătoare cu beton sau neomogenitatea accentuată a proprietăţilor fizico-mecanice ale oţelului constituie premizele de bază ale corodării oţelului.

Un strat de torcret, de grosime totală 2,5—3,0 m, constituie o protecţie sigură pentru o armătură de precomprimare exploatată în condiţii normale.

Corodarea armăturii este evitată dacă se respectă o serie de condiţii de bază privind alcătuirea protecţiei :

a) Mortarul care formează torcretul trebuie să fie compact, impermeabil şi cu volum constant.

Întrucît torcretul este un material cel puţin microporos şi microfisurat, el se consideră compact atunci cînd volumul porilor şi fisurilor din masa lui nu depăşeşte 5% din total.

Un beton (mortar), implicit şi torcretul, poate fi considerat impermeabil atunci cînd cantitatea de apă care difuzează în masa lui prin una din feţele unui beton este mai mică decît cantitatea de apă care se evaporă pe faţa opusă.

Fisurile sau defectele în torcret trebuie evitate întrucît constituie puncte de pătrundere şi circulaţie a apei în jurul armăturii de precomprimare, avînd ca efect distrugerea betonului de protecţie prin :

— acţiunea apei moi, care dezalcalinizează betonul ;

— acţiunea apei cu ioni de clor, care neutralizează acţiunea de pasivare a ionilor de OH în ciment ;

— acţiunea apei sulfatate, care distruge cimenturile cu $Ca\,(OH)_2$ în exces.

b) Armătura de precomprimare trebuie conservată în condiţii perfecte atît înainte, cît şi după punerea sub tensiune. Coroziunea intercristalină se dezvoltă în condiţii identice, indiferent de starea de tensiune, avînd însă o viteză mai mare cînd sîrma este sub tensiune.

c) Se recomandă pasivizarea armăturii. Cel mai bun agent pasivizant este mediul alcalin creat de $Ca\,(OH)_2$ format prin hidratarea şi hidroliza cimentului Portland, cu condiţia ca pH-ul fazei apoase din masa betonului să nu scadă sub 11, iar clorurile şi sulfaţii să fie practic absenţi, prezenţa lor distrugînd pelicula pasivizantă formată de mediul alcalin.

d) Se impun măsuri pentru împiedicarea reactivării corodării, care începe atunci cînd în beton există soluţii ce micşorează pH-ul soluţiei sau care, la un pH constant, distrug pasivitatea oţelului. Coroziunea oţelului este provocată de pile galvanice, la scară micro- sau macroscopică.

Micropilele se formează în cazul unei neuniformităţi de compoziţie pe interfaţa oţel-beton, eliminînd pasivitatea în anumite puncte care constituie anozii pilelor galvanice, catozii fiind zonele pasivate. Acest fenomen se produce în general atunci cînd :

— conţinutul de $Ca\,(OH)_2$ este insuficient pentru a asigura pasivitatea oţelului ;

— există diferenţieri locale de concentrări de ioni în piatra de ciment.

Macropilele se formează atunci cînd cauzele de mai sus se prezintă la o scară mai mare în suprafaţă. În plus se mai menţionează influenţa următorilor factori :

— diferenţa de umiditate între diversele zone de beton (variaţia nivelului hidrostatic al apei în rezervor) ;

— permeabilitatea diferită a betonului (torcretului) faţă de substanţele din mediul exterior ;

— cimenturi diferite în aceeaşi structură (beton-beton sau beton-torcret) sau reparaţii cu alt ciment.

Viteza de corodare depinde de un ansamblu de factori, printre care se menţionează :

— raportul dintre suprafeţele anodice şi catodice ;

— rezistivitatea mediului ;

— posibilitatea de depolarizare a catozilor etc.

e) Acoperirea stratului de torcret cu o peliculă pe bază de compuşi macromoleculari asigură impermeabilitatea perfectă a torcretului şi deci elimină unele din cauzele menţionate mai sus.

Aplicarea acestei pelicule pe un strat de bază intermediar cu un modul de elasticitate (*E*) mult mai redus măreşte foarte mult stabilitatea la fisurare a ansamblului de protecţie. Explicaţia : stratul intermediar distribuie deformaţiile locale din torcret pe o lungime mult mai mare din pelicula de protecţie.

Armarea peliculei de protecţie cu fibre de sticlă de 2 cm lungime conduce la creşterea sensibilă a deformaţiei la rupere.

Tabela 7

Epikote 828 : gudron de huilă	Grosimea stratului intermediar (mm)	Alungirea (mm) a stratului de protecţie
1 : 2	1	2
1 : 2	3	2,2
1 : 4	1	2,9
1 : 4	3	4,6

Aderenţa peliculei la beton este de ordinul 40—50 kg/cm², depăşind curent rezistenţa betonului la întindere.

VI. COMPORTAREA ROSTURILOR VERTICALE

În calculul cuvelor cilindrice, asamblate prin precomprimare, se impune în mod deosebit verificarea zonei rosturilor verticale dintre panourile prefabricate. Verificarea acestei zone este cerută de :

— prezenţa unor suprafeţe cu rezistenţe la întindere mult mai reduse faţă de cîmpul curent al panourilor prefabricate şi

— dezvoltarea în timp a unor deformaţii de contracţie şi curgere lentă, sensibil mai pronunţate decît în panourile prefabricate, dezvoltare provocată de vîrsta şi marca diferită a betoanelor şi, uneori, de modul diferit de execuţie şi păstrare a prefabricatelor.

Diferenţierea inelară în dezvoltarea deformaţiilor în beton, diferenţiere care provoacă modificarea eforturilor unitare în armătura de precomprimare, impune analiza stării de eforturi în funcţie de conlucrarea materialului în secţiune.

Se remarcă două etape bine distincte :

1. Pînza cilindrică supusă acţiunii armăturii de precomprimare şi

2. Pînza cilindrică conlucrînd monolit cu armătura de precomprimare şi stratul de protecţie (torcret sau mortar de injectare a golului cablurilor).

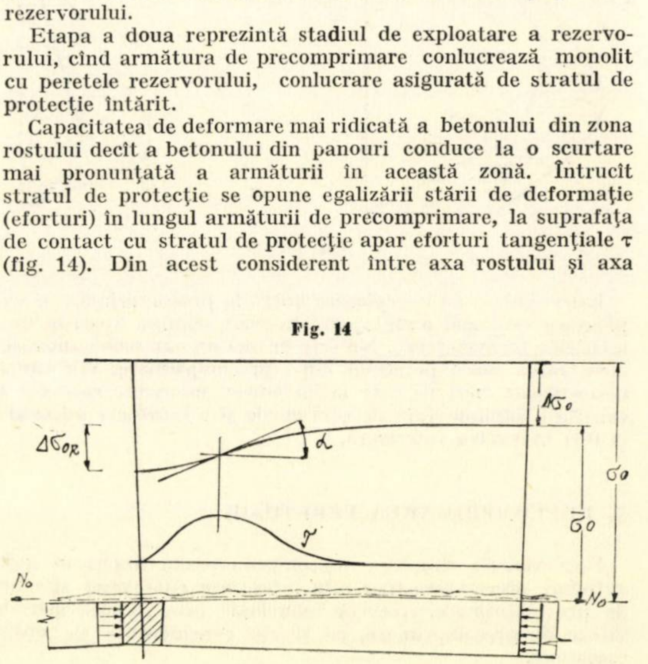
Prima etapă este puţin dezvoltată în timp, întrucît protecţia armăturii împotriva coroziunii impune aplicarea cu maximum de urgenţă, după verificarea etanşeităţii cuvei, a stratului de protecţie.

În această etapă armătura de precomprimare acţionează asupra peretelui ca o sarcină exterioară. Deformaţiile din contracţie şi curgerea lentă a betonului se transmit la armătură ca o pierdere de tensiune ($\Delta\sigma_{\bar{\varphi}}$). Această pierdere de tensiune se transmite uniform pe întreaga lungime a armăturii de precomprimare. Se remarcă totuşi o oarecare diferenţiere a efortului unitar în lungul corzii pe distanţa dintre două rosturi, datorită frecării care se dezvoltă între armătură şi peretele rezervorului.

Etapa a doua reprezintă stadiul de exploatare a rezervorului, cînd armătura de precomprimare conlucrează monolit cu peretele rezervorului, conlucrare asigurată de stratul de protecţie întărit.

Capacitatea de deformare mai ridicată a betonului din zona rostului decît a betonului din panouri conduce la o scurtare mai pronunţată a armăturii în această zonă. Întrucît stratul de protecţie se opune egalizării stării de deformaţie (eforturi) în lungul armăturii de precomprimare, la suprafaţa de contact cu stratul de protecţie apar eforturi tangenţiale τ (fig. 14). Din acest considerent între axa rostului şi axa

Fig. 14



panoului prefabricat apare o neuniformitate de solicitare a armăturii.

Transmiterea eforturilor din armătură la stratul de protecţie, ca urmare a dezvoltării intense a deformaţiilor de contracţie şi curgere lentă a betonului de monolitizare din rost, are loc în ritmul în care se dezvoltă aceste deformaţii.

Este interesant de determinat diferenţa de deformaţie specifică între cele două betoane, diferenţă care condiţionează valoarea eforturilor tangenţiale şi scăderea de eforturi unitare în armătura de precomprimare.

Dacă se notează cu

$\varepsilon_{\varphi 1}$ — deformaţia din contracţie şi curgerea lentă a betonului din rost şi cu

$\varepsilon_{\varphi 2}$ — deformaţia din contracţia şi curgerea lentă a betonului din panou,

diferenţa în dezvoltarea deformaţiilor pe cele două zone va fi

$$\Delta \varepsilon_{\varphi} = \sigma_b \left(\frac{\varphi_{t_1}}{E_{b_1}} - \frac{\varphi_{t_2}}{E_{b_2}} \right),$$

în care

φ_{t1}, φ_{t2} este caracteristica curgerii lente a betonului din rost şi, respectiv, din panouri;

E_{b1}, E_{b2} — modulul de deformaţie a betonului din rost şi, respectiv, din panouri.

Este evident că întrucît φ_t şi E_b sînt funcţie de timp şi caracteristicile betonului, deformaţia diferenţiată $\Delta\varepsilon_p$ va fi variabilă în timp crescînd asimptotic, către o valoare limită $\Delta\bar{\varepsilon_{\varphi}}$.

Această stare de deformaţii conduce implicit la modificarea stării de eforturi în lungul armăturii de precomprimare. În figura 14 se arată variaţia eforturilor în lungul peretelui rezervorului (σ_0 şi $\bar{\sigma}_0$).

În legătură cu comportarea rosturilor şi influenţa lor asupra efortului unitar în armătura de precomprimare, trebuie relevate unele aspecte care accentuează această diferenţiere de comportare:

1. Betonarea rosturilor trebuie făcută într-un termen foarte scurt, pentru a elimina comportarea neuniformă a rosturilor în lungul peretelui. Dacă betonarea durează o perioadă lungă, iar precomprimarea se efectuează la cîteva zile de la turnarea ultimului rost, este evident că $\Delta\sigma_{0r}$ va avea valori foarte variate şi pronunţate în lungul peretelui şi pierderile de tensiune pot provoca deschiderea rosturilor turnate în ultima perioadă.

2. Se recomandă ca rezervorul să fie umplut cu apă imediat după precomprimare, întrucît:

— se reduce efortul unitar de precomprimare în rosturi la valori de ordinul a 5—10 kg/cm² şi, în mod corespunzător, deformaţiile de curgere lentă în rosturi;

— se reduc aproape integral deformaţiile din contracţie;

— se măreşte aderenţa mortarului din rost.

Încercări efectuate de Abasov arată că în asemenea situaţii deformaţiile din curgerea lentă şi contracţia betonului au fost de 5—6 ori mai mici.

3. Proba de etanşeitate nu trebuie efectuată imediat după precomprimare, ci la minimum 2—3 luni.

Imediat după precomprimare se pot depista defectele de execuţie a panourilor şi de închidere a rosturilor verticale şi orizontale. Nu se evidenţiază însă influenţa pierderilor de tensiune în timp.

Dacă se reanalizează starea de eforturi după minimum 3 luni se observă o reducere sensibilă a eforturilor din precomprimare în beton, reducîndu-se sensibil şi apărînd, funcţie de condiţiile de precomprimare, chiar eforturi de întindere. În această situaţie începe să capete importanţă monolitismul (aderenţa) în rost.

VII. ÎNCERCAREA REZERVOARELOR

Metoda actuală de încercare a etanşeităţii rezervoarelor prefabricate, prin umplere cu apă, prezintă multe inconveniente de ordin tehnico-economic:

— Cantitatea mare de apă, în general dublul capacităţii rezervorului, şi lipsa sursei de alimentare implică costuri importante pentru amenajarea unei surse şi reţele provizorii pentru aducerea şi evacuarea apei.

— Regulamentul actual pentru urmărirea pierderilor de apă necesită o durată de încercare de circa 30—60 zile.

— Este exclusă posibilitatea de verificare a etanşeităţii rezervorului concomitent cu lucrările de execuţie a fundului şi pereţilor.

— Pierderile de apă sînt identificate numai pentru defectele care există în pereţii rezervorului. Nu există posibilitatea de determinare a exfiltraţiilor prin radierul rezervorului. Pentru rezervoare cilindrice de mare capacitate, mai mult de 50% din suprafaţa udată iese din cîmpul de observaţie. Or, se cunoaşte că radierul reprezintă elementul constructiv care poate avea cel mai mare număr de defecte de execuţie din cauza compactării mai puţin intense a betonului. Hidroizolaţia elastică din cîteva straturi de pînză asfaltată şi bitum nu rezolvă problema etanşeităţii.

— Probele cu apă pentru verificarea etanşeităţii rezervoarelor poartă amprenta unui pronunţat caracter sezonier, temperatura mediului exterior trebuind a fi pozitivă pe întreaga perioadă de încercare. Dacă se ţine seamă că după această probă este necesară torcretarea (tencuirea) interioară şi exterioară, este evident că rezultă o perturbare evidentă a ritmicităţii proceselor tehnologice de execuţie.

Asigurarea unui ritm susţinut în execuţie necesită metoda de încercare a etanşeităţii în pas cu noile realizări.

La etapa actuală se impune în primul rînd folosirea unor panouri vacuumante, portabile, aplicate pe extradosul rezervorului (fig. 15). Cu această metodă se poate verifica etanşeitatea pereţilor, a rosturilor dintre panourile pentru pereţi, precum şi etanşeitatea radierului.

Pentru rezervoare este suficientă încercarea la o presiune de 1,2 kg/cm², măsurîndu-se timpul pînă la scăderea presiunii la 0,5 kgf/cm². Funcţie de punctul de înscriere pe diagrama p (kgf/cm²) — t (minute), se poate conchide dacă în zona considerată există sau nu defecte de execuţie.

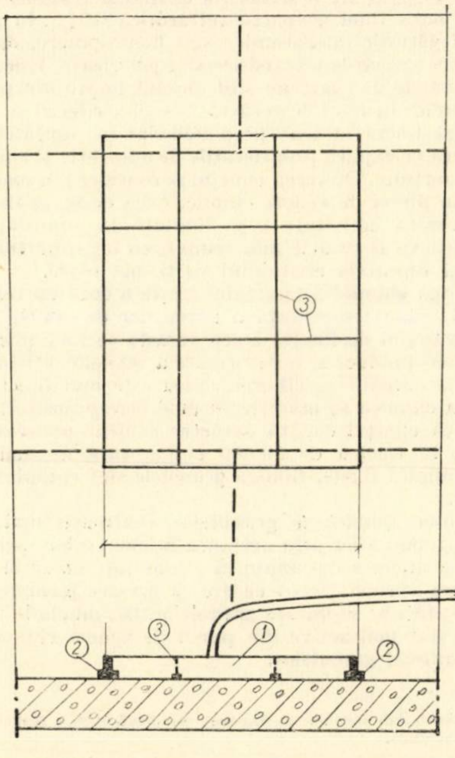
Aplicarea acestei metode este condiţionată de realizarea unor condiţii minime şi anume:

— extradosul rezervorului fără denivelări importante;

— asigurarea unei etanşări suficiente între panoul vacuumant şi peretele de beton armat prin intermediul unei garnituri, care să se muleze perfect pe eventualele mici denivelări ale peretelui, şi a unui material care să asigure o uşoară încleiere între garnitură şi beton.

Fig. 15. Panou vacuumant de încercare a etanşeităţii

1 – vacuum; 2 – garnitură de etanşare; 3 – nervuri de rigidizare



Zonele cu scăderi rapide ale presiunii interioare urmează a fi tratate (reparate) în mod corespunzător înainte de darea în exploatare a construcției.

Metoda are dezavantajul că este laborioasă, impune o perioadă de eșalonare mai mare în timp și cere un utilaj special confecționat pentru crearea subpresiunii interioare.

Pentru radiere, în special la rezervoare construite pe terenuri sensibile la înmuiere, este singura metodă care poate da indicații valabile asupra impermeabilității betonului.

O altă posibilitate de încercare a etanșeității radierului constă în folosirea unor reactivi chimici dispuși sub forma unei pelicule continue sub radierul de beton și care pot să reacționeze cu un alt compus chimic dizolvat în stratul subțire de apă care acoperă fundul rezervorului.

Apa antrenează (prin pori, fisuri etc.) substanța dizolvată pe care o pune în contact cu materialul dispus sub radier. În urma reacției chimice care se produce, iau naștere fenomene fizice care se manifestă în rezervor sub forma unor bule de aer care ies prin fisuri, a unei colorări intense a apei în zona considerată, creșterea temperaturii apei, scăderea sau creșterea rezistenței chimice etc.

Metodele ultrasonice pot da indicații prețioase asupra eventualelor defecte din pereții rezervoarelor. Metoda nu poate fi însă aplicată pentru radiere.

Sînt necesare studii de laborator pentru elucidarea acestei probleme, în sensul găsirii unei metode de încercare a rezervoarelor atunci cînd condițiile locale de etapă sînt improprii probei cu apă.

VIII. CONCLUZII

Din cele expuse mai sus rezultă următoarele concluzii generale:

1. Rezervoarele prefabricate asamblate prin precomprimare prezintă evidente avantaje de ordin tehnico-economic față de rezervoarele monolite, avantaje care le asigură promovarea consecventă pentru tipizare și execuție.

2. Trebuie analizate în continuare tipurile cele mai adecvate pentru panourile de pereți și rosturile de etanșare dintre pereți.

3. În calculul pereților trebuie să se țină seamă de deformațiile diferențiale în lungul peretelui, stare care influențează în special starea limită de fisurare.

4. Pentru armătura de precomprimare înfășurată pe extradosul rezervorului, cea mai indicată pentru acest tip de construcții, este necesară apariția unor materiale normative privind protecția anticorosivă.

5. Încercarea rezervoarelor prefabricate implică revederea metodelor tradiționale de încărcare cu apă, întrucît starea de eforturi și deformații conduce la condiții defavorabile de exploatare numai la o perioadă de minimum 3 luni după precomprimare.

Bibliografie

[1] Goriunov B.: *Ghidrotehniceskie soorujenia.* Gosstroiizdat, 1962.
[2] Solomon O., Ionescu I., Enculescu M., Mihai I.: *Compuși macromoleculari în construcții hidrotehnice și lucrări speciale.* Editura Tehnică, București, 1966.
[3] Prișcenco I.: *Vlianie staticeskoi nagruzki na steplenie betonnîh blokov s rastvorom.* Tramsportnoe stroitelstvo, nr. 5, 1956.

Agregatele silicioase în betoane*

Prof. dr. A. Steopoe

Agregatele silicioase se caracterizează prin marea lor stabilitate la acțiunea multor agenți corosivi din mediul înconjurător, mai ales atunci cînd ele sînt de natură cuarțoasă. Se știe că cuarțul are o structură cristalină tridimensională, celula de bază fiind gruparea tetraedrică SiO_4^{4-}. În această grupare, legăturile interatomice sînt homeopolare, dar legăturile dintre grupările tetraedrice sînt polarizate. Din această cauză cristalele de cuarț nu sînt absolut inerte din punct de vedere chimic; în afară de aceasta, atomii periferici au energie de legătură liberă în sens perpendicular pe suprafața cristalelor, ceea ce explică proprietățile de adsorbție și chemosorbție ale cuarțului. De aceea cuarțul se consideră în mod greșit inactiv din punct de vedere chimic. Ceea ce se poate spune este că această activitate este limitată la suprafața cristalelor și ea va fi cu atît mai redusă, cu cît raportul dintre volumul și suprafața cristalului va fi mai mare.

Activitatea chimică a cuarțului crește o dată cu reducerea raportului volum : suprafață a granulelor de cuarț, deci cu mărirea gradului de finețe. Dacă aceasta se face prin măcinare, se mai produce și o deformare a rețelelor cristaline cu atît mai accentuată cu cît măcinarea este mai fină; atunci activitatea chimică se mărește în mod corespunzător. Astfel s-a găsit că cuarțul capătă caracter evident puzzolanic începînd de la finețea de 50 000 cm²/g, care nu mai crește de la o anumită finețe, fiindcă granulele sînt complet amorfizate [1].

Activitatea chimică a granulelor cuarțoase mai crește și prin degradarea lor prin acțiunea intemperiilor, pentru că bioxidul de siliciu are o anumită solubilitate chiar în apă la temperatura normală, ceea ce are ca urmare formarea unor criptorugozități pe suprafața granulelor. Or, muchiile acestor rugozități sînt mai active din punct de vedere chimic decît restul suprafeței granulelor.

În sfîrșit, prezența diverselor incluziuni de minerale străine în rețeaua cuarțului, a defectelor naturale și a microfisurilor fac ca rocile silicioase, diferite de cuarț, să aibă o activitate chimică mult mai mare decît aceea a cuarțului.

★

Încă de multă vreme eu am putut dovedi în mod indirect că nisipul silicios și mai ales fracțiunea sa fină nu se comportă inert în amestec cu cimentul.

În anul 1939, R. Grün a crezut că poate determina priza cimentului în condițiile din mortare și betoane, amestecîndu-l cu o cantitate de trei ori mai mare de nisip normal măcinat, astfel încît să poată face o pastă de consistență normală cu un raport apă : ciment mare, fără a provoca sedimentarea [2]. Cu toate acestea, în același an W. A. Kind constatase că adaosul de făină de nisip silicios la ciment nu se comportă ca material inert, ci provoacă accelerarea fenomenelor de hidratare și priză [3].

În fața acestei contradicții, am repetat încercările lui Grün folosind nisip normal german măcinat [4]. În acest scop am plecat de la trei cimenturi diferite, cu conținut variabil în oxid de calciu și le-am determinat timpul de priză în stare curată și în amestecuri de 90 părți în greutate ciment și 210 părți nisip măcinat. Din rezultatele arătate în tabela 1 se constată că asupra prizei nu influențează numai adaosul, ci și natura cimentului întrebuințat. Dacă cimentul a fost mai bogat în oxid de calciu și deci a reacționat mai intens cu apa, a activat mai accentuat nisipul care a început să lege ionii de calciu din faza apoasă. Prin aceasta, echilibrul în sistem a fost deplasat în sensul hidrolizei și sfîrșitul prizei a fost scurtat, cu toate că raportul apă : ciment curat a crescut de la 0,28 la 0,86, deci de trei ori. Se mai observă că la toate cele trei cimenturi, prezența acestui adaos silicios a scurtat intervalul de timp între începutul și sfîrșitul prizei, fenomen pe care eu îl constatasem încă mai de mult

---

* Referat de sinteză prezentat la Sesiunea științifică 1966 a Institutului de construcții București.

Tabela 1

Felul cimentului	CaO% în ciment	1	2	3
		65,07	63,98	63,15
Ciment curat	Raportul a : c	0,28	0,25	0,28
	Începutul prizei	5.2/4	3.3/4	4.2/4
	Sfîrşitul prizei	7.3/4	6.—	6.2/4
	Durata prizei*	2.1/4	2.1/4	2.—
Ciment cu nisip	Raportul a : c	0,86	0,83	0,90
	Începutul prizei	6.—	5.3/4	7.—
	Sfîrşitul prizei	6.2/4	7.3/4	8.—
	Durata prizei*	0.2/4	2.—	1.—

* Prin durata prizei s-a înţeles intervalul de timp dintre începutul şi sfîrşitul prizei.

în cazul adaosurilor silicioase evident active, aşa cum sînt trasurile româneşti [5].

Pentru a determina priza cimenturilor în prezenţa unei cantităţi mai mari de apă decît aceea necesară consistenţei normale şi fără a le dilua cu pulberi minerale, eu am imaginat următoarea metodă de lucru [6] : pasta de ciment de consistenţă normală am introdus-o într-un creuzet de porţelan poros saturat cu apă (în locul inelului de ebonit) şi l-am pus imediat într-un cristalizor cu apă spre a menţine creuzetul permanent saturat, aşa încît prin sugerea interioară provocată de legarea apei din pastă de către ciment, apa legată fizico-chimic să fie mereu împrospătată de către apa din porii creuzetului. Pentru a fi în aceleaşi condiţii ca şi în metoda standardizată, înălţimea interioară a creuzetului poros a fost tot de 40 cm ca şi aceea a inelului de ebonit. Cercetările le-am făcut atît cu apă curată, cît şi cu soluţii de 2% clorură de calciu şi 2% clorură de sodiu.Rezultatele obţinute sînt arătate în tabela 2, din examinarea căreia se vede că în prezenţa excesului de apă, priza a fost prelungită mai ales în ceea ce priveşte sfîrşitul, care în cazul apei a fost prelungit cu 45%. Prezenţa clorurilor care au accelerat foarte mult priza cimentului determinată după metoda standardizată, a avut efect contrar cînd am folosit metoda vasului poros. Astfel, începutul prizei a fost prelungit cu 83, respectiv cu 57%, iar sfîrşitul prizei cu 71%.

Tabela 2

Modul de lucru		STAS	Cu vas poros
Apă	Începutul prizei	2.2/4	2.3/4
	Sfîrşitul prizei	5.—	7.1/4
2% $CaCl_2$	Începutul prizei	1.2/4	2.3/4
	Sfîrşitul prizei	3.2/4	6.3/4
2% NaCl	Începutul prizei	1.3/4	2.3/4
	Sfîrşitul prizei	3.2/4	6.3/4

Din cele arătate pînă acum reiese că fracţiunea fină a nisipului silicios nu poate fi considerată ca un material inert ; ea modifică fenomenele de hidratare-hidroliză ale cimentului *P* cu atît mai mult cu cît cimentul este mai bogat în oxid de calciu. De altfel s-a şi propus ca să se considere liant în betoane nu numai cimentul din amestec, ci cimentul împreună cu fracţiunea fină a agregatelor, indiferent de natura sa mineralogică [7].

În cazul cuarţului fin măcinat s-a dovedit experimental că la o suprafaţă specifică mare (29 000 cm²/g) ionul Ca^{2+} este legat ireversibil în stratul superficial al granulelor de cuarţ şi apoi urmează un proces de difuziune. Cercetarea s-a făcut cu o soluţie de $^{45}Ca\,(OH)_2$ radioactiv prin măsurarea radioactivităţii soluţiei înainte şi după contactul cu cuarţul măcinat [8]. În ultimul timp, această activitate s-a putut dovedi prin mijloace chimice obişnuite, găsindu-se că un gram de cuarţ fin măcinat fixează după 28 de zile de contact cu o soluţie saturată de hidroxid de calciu 45 mg CaO [9].

Fracţiunea silicioasă fină a agregatelor are o activitate chimică mărită chiar din cauza fineţei sale şi prin aceasta influenţează caracteristicile liantului din beton. Această afirmaţie am dovedit-o în următoarea serie de încercări.

În anii 1936—1938 s-au executat o serie de pavaje „moderne" pe cîteva bulevarde din Bucureşti, pe fundaţie de beton acoperit cu covor asfaltic. Constructorii, care nu prea aveau idei corecte despre calitatea şi tehnologia betonului şi puneau numai accentul pe calitatea cimentului,au executat un beton atît de slab, încît pavajele s-au degradat în scurt timp după darea în circulaţie. Cu cercetarea acestor betoane am fost însărcinat eu de către Serviciul Controlului lucrărilor, care mi-a trimis 13 probe de beton de cîte 50 kg, asupra cărora am făcut următoarele determinări [10] :greutatea specifică aparentă, absorbţia de apă, dozajul în ciment după trei metode diferite şi granulozitatea agregatelor. Din această cercetare am ajuns la următoarele concluzii :

a. Nici o probă de beton n-a depăşit greutatea specifică aparentă de 2 200 kg/m³, iar absorbţia de apă a fost cu atît mai mare, cu cît greutatea specifică aparentă a fost mai redusă, după cum reiese din datele tabelei 3.

Tabela 3

Greutatea specifică aparentă	2 075	2 116	2 140	2 188	2 194
Absorbţia de apă %	7,24	6,55	6,06	5,94	4,92

b. Dozajul în ciment a dat valori concordante la determinările făcute după conţinutul în oxid de calciu solubil şi după *DIN DVM* 2170, pe cînd după bioxidul de siliciu solubil a dat valori cu mult mai mari şi în neconcordanţă cu caracteristicile mecanice ale betoanelor. După cum voi arăta mai departe, această diferenţă se datora întrebuinţării unor agregate foarte bogate în fracţiuni fine şi cu conţinut ridicat în bioxid de siliciu solubil. După primele două metode care au dat rezultate concordante, dozajele probelor de beton au variat între 120 şi 191 kg ciment la m³ de beton, ceea ce este inadmisibil pentru o asemenea lucrare.

c. Agregatele conţineau cam 10% fracţiune 0—0,2 mm. Dacă se ia maximul de dozaj de 200 kg ciment al acestor betoane, greutatea lor specifică aparentă de cel mult 2 200 kg la m³ şi conţinutul ridicat în fracţiune fină al agregatelor se constată că, în aceste betoane, liantul a fost format dintr-un ciment cu 50% nisip silicios 0—0,2 mm.

Pentru a scoate mai bine în evidenţă influenţa cantităţii şi calităţii fracţiunii fine a agregatelor asupra caracteristicilor liantului real din betoanele cercetate, am făcut următoarele determinări : din agregatele separate din nouă probe de betoane cercetate am luat fracţiunea 0—0,2 mm, căreia i-am determinat restul pe sita 009 şi bioxidul de siliciu solubil prin tratare la cald cu soluţie de carbonat de sodiu 5% şi spălare ulterioară cu acid clorhidric. Un ciment Portland normal a fost amestecat cu cantităţi egale de fracţiune fină şi asupra lianţilor amestecaţi obţinuţi am făcut următoarele determinări :

— Volumul suspensiei apoase dat de 50 g liant amestecat, lucrînd după metoda Giertz-Hedstrom [11].

— Necesarul de apă de amestecare pentru obţinerea pastelor de consistenţă normală.

— Greutatea a 50 cm³ de liant întărit.

— Mărirea procentuală de volum în raport cu volumul pietrei de ciment curat.

— Contracţia la uscare şi pierderea în greutate după 28 de zile de păstrare în aer liber. Aceste două determinări s-au făcut pe prisme Bauschinger.

În paralel s-a făcut şi un amestec de ciment cu nisip normal măcinat, precum şi determinări pe pastă de ciment curat. Rezultatele obţinute sînt arătate în tabela 4 şi în reprezentările grafice ce urmează, din examinarea cărora se pot trage următoarele concluzii :

a. Toate fracţiunile de nisip 0,0—0,2 mm din agregatele betoanelor cercetate conţin bioxid de siliciu activ în mediu alcalin, deci care reacţionează cu hidroxidul de calciu pus în libertate prin hidroliza silicaţilor de calciu din ciment. La nisipurile naturale, conţinutul în bioxid de siliciu activ este în mod practic cu atît mai redus, cu cît restul pe sita

Tabela 4

Nr. probei	Rest pe sita 009	SiO_2 solubil (%)	Volumul suspensiei apoase (cm³)	Apă de amestecare (%)	Greutatea a 50 cm³ pastă întărită (g)	Mărirea de volum a pietrei de liant (%)	Contracția la uscare (mm/m)	Pierdere în greutate la 28 zile (g)
1	58,5	4,71	59,5	34,5	95,2	+22,5	4,85	13,43
2	60,6	3,71	59,0	31,0	99,0	+14,7	3,36	12,66
3	63,5	4,83	55,5	30,0	99,0	+13,8	3,85	11,97
4	65,1	6,31	51,5	31,0	99,7	+13,8	3,43	11,51
5	67,4	4,28	55,0	29,0	99,8	+12,1	3,21	12,21
6	67,1	1,83	50,0	28,0	100,8	+10,0	3,28	12,09
7	68,1	2,87	54,5	28,0	101,4	+ 9,5	3,22	11,39
8	70,6	2,55	51,3	28,0	102,6	+ 8,1	2,98	11,70
9	75,5	1,70	49,5	27,0	102,0	+ 7,9	2,77	11,04
N*	19,1	0,22	41,5	25,0	102,2	+ 6,0	2,42	10,38
p**	8,7	—	41,0	26,5	109,7	—	2,58	6,66

* N = nisip normal măcinat

** p = ciment portland

009 este mai mare. Excepție de la această regulă face nisipul normal german, care deși este materialul cel mai fin măcinat, are cel mai mic conținut în bioxid de siliciu activ în mediu alcalin. Această diferență se datorește naturii mineralogice a nisipului normal german, diferită de aceea a nisipurilor obișnuite de carieră. În reprezentarea grafică din figura 1 este arătată relația dintre finețea nisipurilor și conținutul lor în bioxid de siliciu solubil în mediu alcalin.

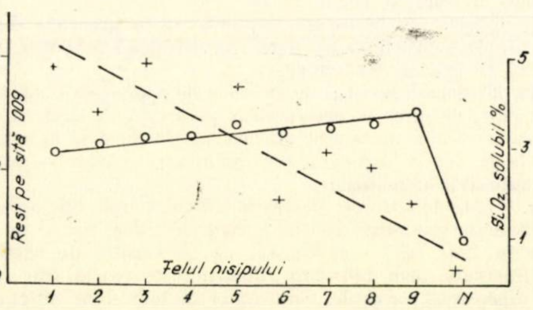
b. Se știe că pulberile minerale suspendate în apă iau anumite sarcini electrice, în funcție de natura lor chimică și mineralogică.

Astfel, cimentul dă suspensii apoase încărcate electropozitiv, iar argila, trasul și nisipul silicios suspensii încărcate electronegativ. Din cauza acestor sarcini electrice, o pulbere minerală suspendată în apă dă un sediment mult mai voluminos decît atunci cînd se găsește în vrac, în stare uscată, din cauza respingerii electrostatice dintre particulele care au aceeași sarcină electrică.

Dacă fracțiunea de nisip ar fi inertă din punct de vedere chimic și-ar păstra sarcina electronegativă și în amestec cu cimentul ar trebui să dea un sediment mai compact, din cauza atracției electrostatice dintre particulele cu sarcini electrice diferite. Experimental se constată însă contrariul : din cauza prezenței bioxidului de siliciu activ în fracțiunile fine ale nisipurilor, acesta leagă ionii electropozitivi de calciu din hidroxidul de calciu liberat prin hidroliza silicaților de calciu din ciment, își schimbă sarcina din electronegativă în electropozitivă și de aceea înlocuirea parțială a cimentului cu asemenea fracțiuni fine de nisip mărește volumul de sediment al amestecului. Această influență se menține și la confecționarea pastelor de consistență normală : necesarul de apă de amestecare este în cantitate cu atît mai mare, cu cît nisipul care a substituit parțial cimentul este mai bogat în bioxid de siliciu activ. Această influență reiese mai limpede din reprezentarea grafică din figura 2, în care s-au arătat variațiile volumului de sediment și a necesarului de apă de amestecare, comparativ cu curba variației conținutului nisipurilor în bioxid de siliciu activ.

c. Cu cît fracțiunea fină de nisip conține mai mult bioxid de siliciu activ, cu atît dă o piatră de liant amestecat mai ușoară, deci un volum mai mare de liant întărit decît cimentul fără adaos. Din această cauză contracția la uscare și pierderea de greutate în timpul uscării cresc o dată cu conținutul în bioxid de siliciu activ al fracțiunii de nisip. Variația acestor trei caracteristici (creșterea procentuală a volumului liantului întărit, contracția la uscare și pierderea de greutate) este reprezentată grafic în figura 3.

Fig. 1. ○———○ rest % pe sita 009; ×– – –× SiO_2 solubil %



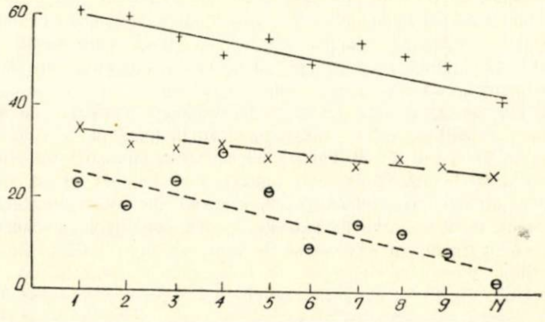


Fig. 2. +——– –+ volumul de sediment în apă (cm³) ; ×-———× necesarul de apă de amestecare % ; ○– – –○ conținutul % în SiO_2 activ ×5

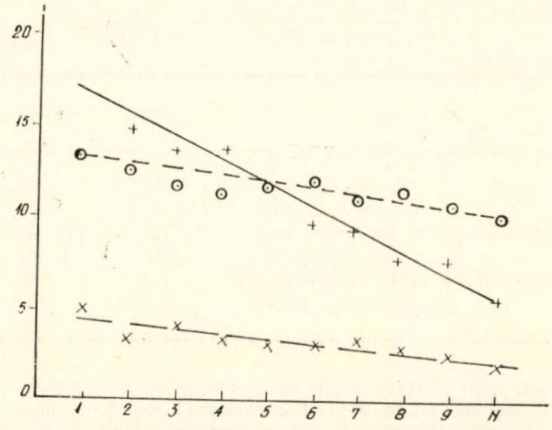


Fig. 3. +———+ creșterea % a volumului liantului întărit ; ×———× contracția la uscare (mm/m) ; ○———○ pierderea de greutate (g)

Aceste considerații au fost reconfirmate de o nouă serie de cercetări [12], în care am arătat comparativ influența înlocuirii parțiale a cimentului cu tras sau cu făină de nisip normal german, lucrînd cu trei cimenturi Portland diferite. În această serie, contracția la uscare a fost urmărită pînă la 300 de zile.

În afară de contracția la uscare a liantului, ceea ce amplifică sistemul de microfisuri din mortare și betoane, pulberile minerale măresc și ascensiunea capilară [13] și prin aceasta se reduce rezistența la coroziune a mortarelor și betoanelor.

Pe baza acestor constatări experimentale am putut stabili principalele tipuri de structuri ale pietrei de liant pentru diferitele amestecuri de ciment portland cu pulberi minerale active și inerte [14].

În sfîrșit, folosirea agregatelor bogate în fracțiuni fine produce o înfoiere a mortarelor și betoanelor. Înfoierea nisipului prin acțiunea umidității nu dispare complet nici la vibrare sub sarcină [15] și se manifestă și în betoane prin reducerea greutății specifice aparente și a rezistențelor mecanice [16], deci prin mărirea porozității și a reducerii rezistenței la coroziune. Aceste acțiuni defavorabile sînt provocate și de faptul că la raport ciment : agregate constant, cu cît agregatul este mai bogat în fracțiuni fine, cu atît suprafața totală a granulelor de agregat se mărește. Din această cauză, necesarul de apă de amestecare, pentru a obține o consistență dată, crește, pasta de ciment este din ce în ce mai diluată și răspîndită pe o suprafață din ce în ce mai mare a granulelor de agregat, pe care nu o mai poate acoperi complet și uniform [17]. Toate acestea nu fac altceva decît să reducă rezistența la coroziune și la acțiunea înghețului repetat a mortarelor și betoanelor.

CONCLUZII

1. Fracțiunea fină a agregatelor silicioase este activă din punct de vedere chimic, în prezența cimentului.

2. Activitatea fracțiunii fine depinde și de natura cimentului, fiind cu atît mai accentuată, cu cît cimentul este mai bogat în oxid de calciu.

3. Agregatele bogate în fracțiuni fine produc o înfoiere accentuată a betoanelor, care se menține și la compactare energică. Din această cauză se reduc : greutatea specifică aparentă, rezistențele mecanice, rezistența la coroziune și rezistența la acțiunea înghețului repetat.

4. Asupra caracteristicilor betoanelor, fracțiunea fină a agregatelor exercită o influență mai puternică decît felul cimentului. De aceea se impune ca măsură de primă urgență industrializarea carierelor de agregate și aprovizionarea șantierelor de construcții cu agregate sortate și spălate.

Bibliografie

[1] Alexander K. M. : Journ. Am. Concr. Inst. 1960. noembrie 557.
[2] Grün E. : Zement. 1939, 591.
[3] Kind W. A. : C. 1939.I.1034.
[4] Steopoe A. : Zement 1941.687.
[5] Steopoe A. : Tonind. Ztg. 1930. 237.
[6] Steopoe A. : Bul. Studii și Cercet. Tehn. 1949, 177.
[7] Lyse I. : Zement. 1936, 104.
[8] Abrosenkova W. F., Loghivov G. I. și Rebinder P. A. : Dokl. A. N. S.S.S.R 1957, 509, C. 1960, 16902.
[9] Ludwig U. și Schwiete H. E. : Zement–Kalk–Gips. 1963, 426.
[10] Steopoe A. : Bul. IBCD. 1939 63.
[11] Giertz–Hedstrom. C. 1935, II. 3280.
[12] Steopoe A. : Zement. 1939, 141 și 155.
[13] Kavcic I. : Tonind. Ztg. 1926, 460.
[14] Steopoe A. : Bul. Inst. Pol. Buc. 1957 nr. 1–2. Rev. mat. de constr. 1958, 1. Baustoff–Ind. 1962, 307.
[15] Gothard M. : Sesiunea științifică 1958 a Inst. Constr. Buc.
[16] Steopoe A. : *Tehnologia materialelor*, 1952, 122. Materiale de construcții 1964, 210.
[17] Singh B. G. : Journ. Am. Concr. Inst. 1958, 897.

Automacara turn AM5–T1,5 pentru construcții

Ing. V. Marin, ing. V. Țăruș, ing. I. Rubin

INCERC

În vederea realizării sarcinilor trasate de Directivele Congresului al IX-lea al P.C.R., cu privire la dotarea cu utilaje a organizațiilor de construcții, au fost asimilate mai multe utilaje cu parametri de cel mai înalt nivel printre care și o automacara turn *AM* 5 — *T* 1,5.

În cele ce urmează se prezintă performanțele tehnice ale acestei automacarale turn și lucrările de experimentare a prototipului, efectuate de cercetătorii INCERC în vederea omologării lui.

Prototipul automacaralei turn *AM* 5 — *T* 1,5 a fost construit în cursul anului 1965, conform cu studiile tehnico-economice elaborate de INCERC, de către Uzina de utilaj petrolifer din Tîrgoviște după proiectul întocmit de ICPMTR Timișoara.

I. DOMENIUL DE UTILIZARE

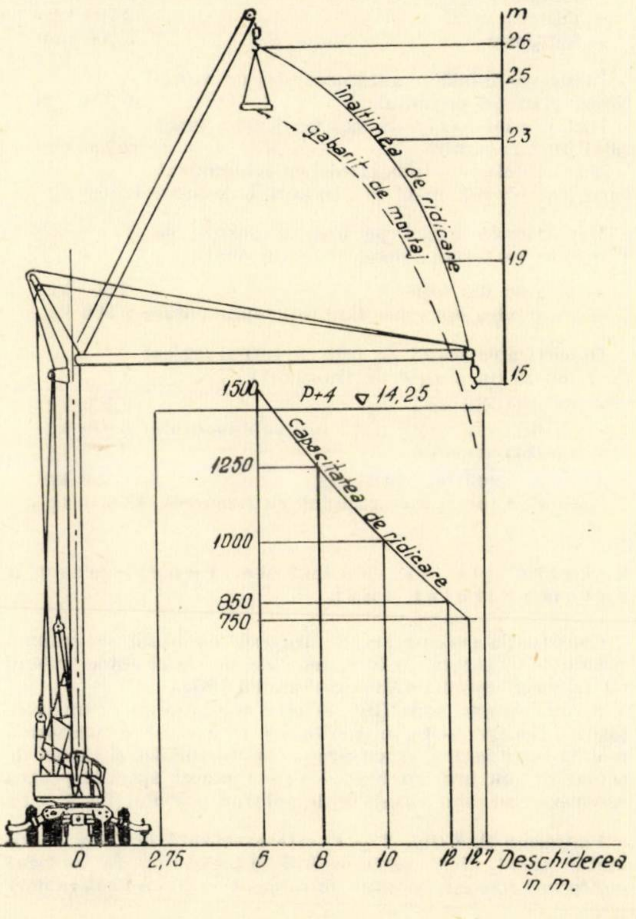
Pentru executarea clădirilor $p+4$ în sistem tradițional sau cu planșee prefabricate s-au folosit pînă în prezent în țara noastră macaralele turn *KSK*—3 și *KSK*—4. Aceste macarale turn nu mai corespund cu nivelul actual al tehnicii, iar cele existente în țară sînt uzate aproape total.

Macaralele noi asimilate în țara noastră, atît *MT*—40 cît și *MT*—100 au caracteristici mult superioare față de acelea cerute de clădirile $p+4$, astfel că folosirea lor ar fi nerațională și neeconomică.

Automacaraua turn *AM* 5 — *T* 1,5 fiind montată pe un autoșasiu, are avantajul unei mobilități mari. Posibilitățile ei de lucru sînt arătate în figura 1. În condițiile actuale este singurul utilaj care poate să împlinească, pe șantierele noastre, golul cauzat de lipsa unor macarale corespunzătoare pentru clădiri p+4 din zidărie portantă.

Așa cum rezultă din figura 1, cu automacaraua turn se pot ridica sarcini pînă la 750 kg la o deschidere practică de circa 13 m, cu un moment al sarcinii de circa 10 tfm, ceea ce înseamnă că ea poate acoperi lățimile uzuale de clădiri (10—11 m) circulînd pe o singură latură a clădirii. În cazul folosirii unor planșee prefabricate din fîșii mai grele, automacaraua turn va trebui să circule pe ambele laturi ale clădirii.

Fig. 1. Diagrama de lucru a automacaralei turn AM 5 – T 1,5



În afară de construcţiile cu planşee prefabricate, automacaraua cu echipament de turn poate fi folosită şi la clădirile executate cu planşee monolit, la ridicarea diverselor materiale.

Prin faptul că automacaraua turn nu necesită cale de rulare şi are o mare mobilitate, domeniul ei de folosire se lărgeşte mult, mai ales la şantierele izolate, cu volum mic de lucrări.

Automacaraua turn se va mai putea folosi şi la montarea panourilor prefabricate de pereţi de hale industriale de cel mult 1,5 t greutate, soluţie care se va extinde în viitor. De asemenea, utilajul este indicat pentru montarea ferestrelor mari la construcţiile industriale.

Caracteristici tehnice ale automacaralei turn de 10 tfm.

Capacitatea de ridicare :	
— la deschiderea maximă de 12,7 m a braţului	750 kgf
— la deschiderea minimă de 6 m a braţului	1 500 kgf
Înălţimea maximă de ridicare la cîrlig	
— la deschiderea maximă de 12,7 m a braţului	15 m
— la deschiderea minimă de 6 m a braţului	26 m
Viteza minimă de ridicare a cîrligului	7,5 m/min
Viteza maximă de ridicare a cîrligului	22 m/min
Viteza minimă de coborîre a cîrligului	8 m/min
Viteza maximă de coborîre a cîrligului	23 m/min
Timpul de ridicare a braţului de la deschiderea maximă la cea minimă	
— minimă	32 s
— maximă	94 s
Viteza de rotire a platformei mobile cu braţul la deschiderea maximă şi cîrligul încărcat	
— maximă	1,2 rot/min
— minimă	0,46 rot/min
Viteza maximă de transport cu turnul ridicat şi braţul pliat	2 km/h
Viteza maximă de transport a macaralei cu turnul culcat pe remorcă (în poziţie de transport)	30 km/h
Gabaritul macaralei în poziţie de transport	
— lungimea	22 600 mm
— lăţimea	2 700 mm
— înălţimea	3 700 mm
Înălţimea totală a automacaralei cu turnul ridicat şi braţul orizontal	19 770 mm
Distanţa minimă de la axa verticală a macaralei pînă la clădire	2 750 mm
Masa totală a automacaralei cu echipament turn (cu roţi suplimentare), în poziţie de lucru	12 020 kg
Repartizarea masei pe osii în poziţie de transport cu turnul ridicat şi braţul pliat :	
— pe osia din faţă	2 560 kg
— pe puntea din spate fără roţi suplimentare	9 300 kg
Repartizarea masei pe osii cu turnul culcat pe remorcă (în poziţie de transport)	
— pe osia din faţă	2 300 kg
— pe osia din spate (fără roţi suplimentare)	6 930 kg
— pe osia remorcii	3 370 kg
Masa remorcii (cu roţi)	750 kg
Greutatea totala a convoiului, cu remorcă	12 600 kg

Construcţia şi modul de funcţionare a automacaralei turn

Construcţia automacaralei turn este adaptată la automacaraua de uz general de 5 tf, montată pe şasiul autocamionului „Bucegi” asimilată în cursul anului 1964.

Automacaraua turn (fig. 2) este compusă din : un autoşasiu „Bucegi” — 1 ; o platformă fixă — 2 ; o platformă mobilă (rotitoare) — 3, cu grupul de mecanisme şi cabină de comandă ; un turn cu braţ — 4 ; o remorcă specială pentru rezemarea turnului culcat, în timpul transportului (fig. 3 — *1*).

Platforma fixă (fig. 2 — *2*) este executată dintr-un cadru unitar sudat, fixat peste cadrul autoşasiului. În mijlocul platformei fixe este montat un rulment axial cu două rînduri de bile, prevăzut cu coroana dinţată fixă, care serveşte la rotirea platformei mobile a macaralei.

La platforma fixă mai sînt adaptate două traverse chesonate montate la părţile laterale ale acesteia, care servesc la montarea roţilor suplimentare — 10 (de aceeaşi mărime ca roţile autoşasiului), în scopul micşorării sarcinii portante preluate de puntea din spate a autoşasiului, în timpul deplasării automacaralei cu turnul ridicat şi braţul pliat, mărindu-i în acelaşi timp stabilitatea.

Pentru mărirea stabilităţii macaralei, în timpul funcţionării sau al ridicării turnului, platforma fixă este prevăzută cu :

— 4 picioare de sprijin (calaje) — *8*, rabatabile lateral, cu tălpi reglabile în înălţime, pentru fixarea pe teren a macaralei ;

— 2 picioare de sprijin — *9* montate la spatele autoşasiului, care servesc pentru fixarea pe teren la lăsarea (ridicarea) turnului pe remorca de transport ;

— 2 dispozitive pentru blocarea şi rigidizarea arcurilor punţii din spate.

Tot pe platforma fixă este montat reductorul central care transmite mişcarea primită de la cutia prizei de putere, către mecanismele macaralei.

Platforma mobilă (rotitoare) (fig. 2 — *3*) este montată pe platforma fixă prin intermediul rulmentului.

Acţionarea mişcărilor macaralei este mecanică şi se transmite de la motorul autocamionului prin cutia prizei de putere şi reductorul central la mecanismul inversor, situat pe platforma rotitoare.

De la mecanismul inversor mişcarea se transmite la :

— mecanismul de rotire a platformei ;

— mecanismul cu tobă dublă pentru acţionarea sarcinii şi a ridicării turnului ;

— mecanismul cu tobă simplă pentru acţionarea basculării braţului ;

— compresorul de aer pentru comenzile pneumatice (la producţia de serie se va folosi compresorul autocamionului, cu acţionare directă de la motor).

Cuplarea mişcărilor, atît la mecanismul inversor, cît şi pentru fiecare mecanism în parte, se realizează prin cuplaje acţionate pneumatic.

Eliberarea frînelor troliilor se realizează pneumatic, iar frînarea este mecanică sub acţiunea unor resorturi.

Toate comenzile sînt concentrate şi amplasate într-o cabină de comandă situată pe platformă.

Construcţia prizei de putere permite cuplarea separată din cabina autoşasiului, fie a punţii din spate în situaţia de transport, fie a macaralei, în poziţia de lucru.

Tot pe platforma rotitoare este amplasat triunghiul de forţă — *5* şi urechile pentru fixarea articulaţiei turnului.

Turnul (fig. 2 — *4*) este montat vertical pe platforma mobilă, iar axa lui trece prin centrul rulmentului platformei. La capătul superior al turnului este montat articulat un braţ — *11*, oscilant în plan vertical. Atît turnul cît şi braţul sînt de construcţie tubulară sudată. Turnul propriu-zis este un tub cilindric cu diametrul de 600 mm şi cu grosimile peretelui de 4 şi 5 mm.

La partea superioară a turnului sînt sudate :

— un vîrf — *12* pe care sînt montate două role pentru cablurile de ridicare a braţului, precum şi o rolă pentru ridicarea sarcinii ;

— o consolă — *13* pentru susţinerea braţului ;

— un contrabraţ — *14* pe care este montată o rolă ; la axul acestei role sînt fixate capetele cablului pentru bascularea turnului ;

— un braţ fix — *15* pentru montarea convenabilă a cablurilor în vederea scoaterii din unghiul mort a braţului.

La partea inferioară a turnului sînt sudate :

— contrafişele de fixare — *16* care servesc pentru menţinerea în poziţie verticală a turnului ridicat, prin fixarea cu şuruburi la tălpile triunghiului de forţă ;

— o articulaţie de rezemare a turnului — *17*, care împreună cu tălpile contrafişelor permite montarea turnului pe şasiul maşinii fără nici o modificare, în locul braţului automacaralei de uz general.

Remorca pentru rezemarea turnului culcat serveşte pentru a transporta automacaraua la distanţe mari precum şi la distanţe mici, atunci cînd drumul nu îndeplineşte condiţiile necesare pentru transportul macaralei cu turnul ridicat.

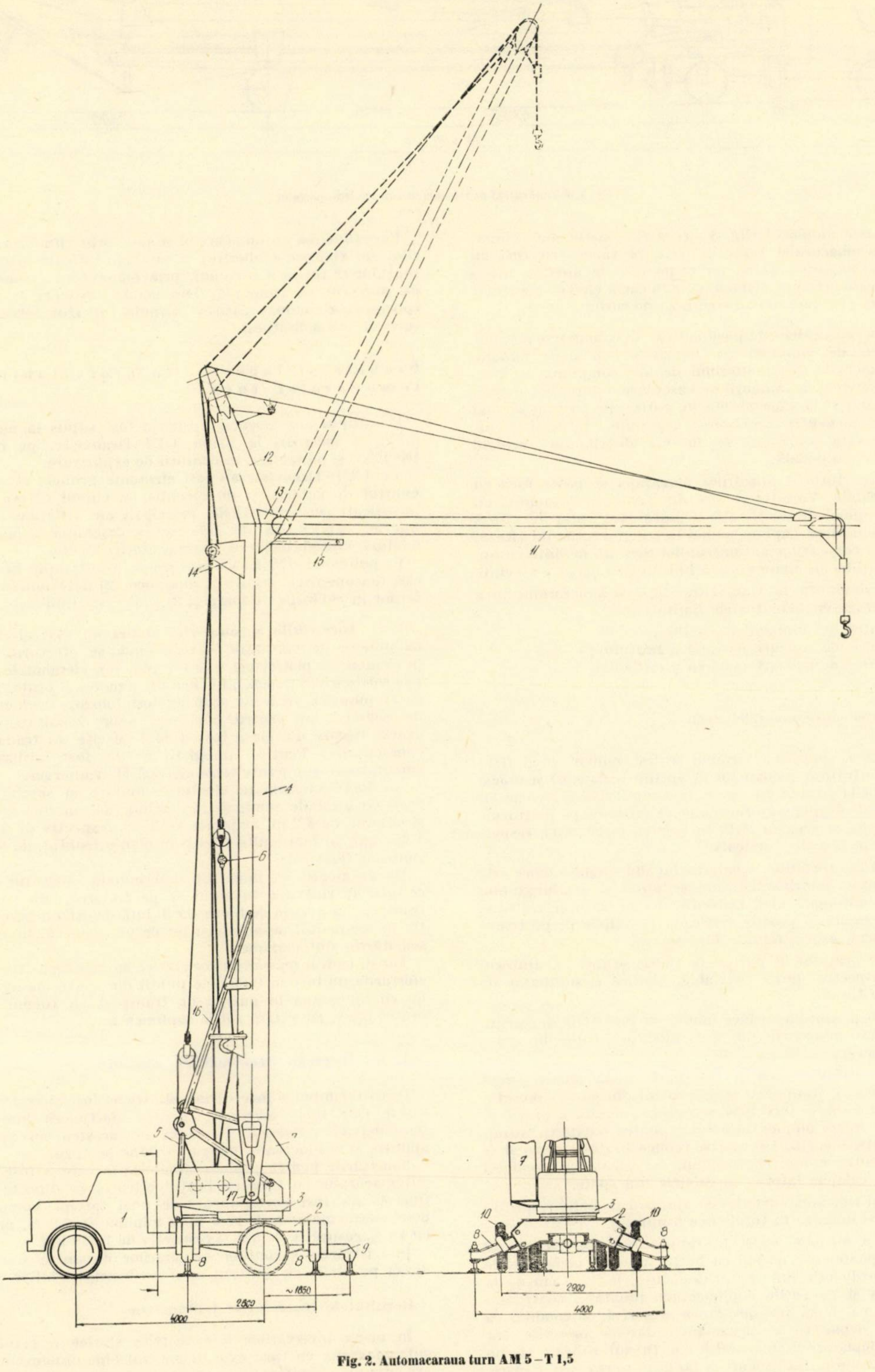

12
13
15
11
14
4
6
16
5
7
17
3
2
1
9
8
8
8
~1650
2800
4000
7
3
2
10
10
8
8
2900
4000

Fig. 2. Automacaraua turn AM 5 – T 1,5

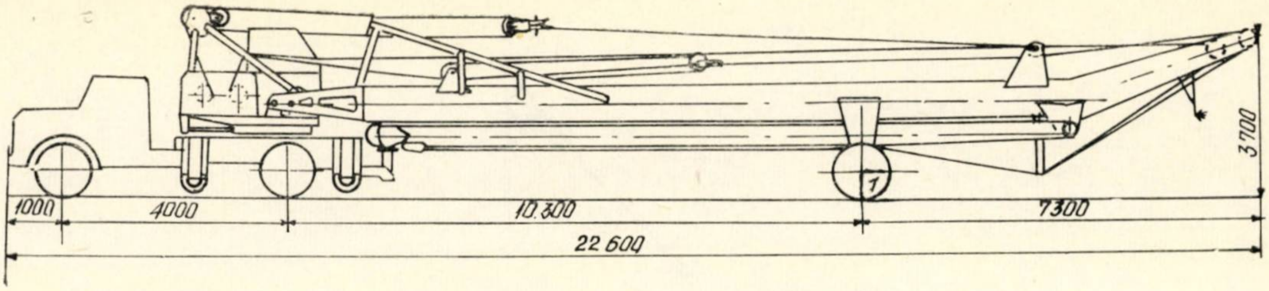


Fig. 3. Turnul culcat pe remorcă în vederea transportului

Remorca este monoaxă (fig. 3—*1*) şi face parte din echipamentul automacaralei turn. Ea este prevăzută cu roţi cu pneuri, cu suspensie şi cu un dispozitiv de direcţie melc-roată melcată acţionat manual, pentru cazul cînd este necesar a se efectua manevre în curbe cu rază de curbură mică.

Comanda macaralei este pneumatică. În cabină este instalat un pupitru de comandă care cuprinde mai multe manete pentru comenzile distribuitorului de aer comprimat la tamburul de sarcină, la tamburii de basculare a turnului, a braţului, precum şi la mecanismul de rotire. Pe pupitru se mai află o manetă pentru accelerarea motorului. Întregul circuit pneumatic este comandat de la un distribuitor central acţionat de la o pedală.

Efectuarea tuturor mişcărilor macaralei se poate face cu viteze variabile. Variaţia se face din cabina de comandă cu ajutorul pîrghiei de acceleraţie a motorului, cutia de viteză a autoşasiului fiind cuplată numai la treapta întîia de viteză. Construcţia comenzilor automacaralei turn nu permite cumularea operaţiilor de manevrare a braţului cu aceea a sarcinii.

Pentru siguranţa în timpul lucrului, automacaraua turn este prevăzută cu urmatoarele limitatoare :

— limitator de moment al sarcinii ;
— limitator de ridicare maximă a braţului ;
— limitator de ridicare maximă a cîrligului.

Funcţionarea automacaralei turn

Ridicarea şi coborîrea turnului se fac numai după fixarea pe sol a tuturor picioarelor de sprijin (calajelor) şi blocarea arcurilor la puntea din spate. În timpul fixării picioarelor pe sol se controlează cu ajutorul nivelei existente pe platforma automacaralei ca aceasta să fie în poziţie orizontală, respectiv turnul în poziţie verticală.

La ridicarea turnului, scoaterea lui din unghiul mort este asigurată uşor datorită înălţimii remorcii şi a triunghiului de forţă al automacaralei. Datorită vitezei lente de ridicare, aşezarea turnului în poziţie verticală, pe tălpile de pe triunghiul de forţă, este asigurată fără şocuri.

Ridicarea braţului în poziţia de lucru se face cu ajutorul troliului respectiv, după prealabila slăbire a şurubului de legătură cu turnul.

Lucrul cu macaraua se face numai cu picioarele de sprijin laterale calate cu arcurile din spate blocate şi roţile din spate ridicate de la sol.

Coborîrea turnului pentru transport, după plierea prealabilă a braţului, comportă scoaterea lui din poziţia moartă. Această manevră se face prin depărtarea uşoară a braţului, astfel ca să creeze momentul necesar pentru scoaterea turnului din poziţie moartă. Ulterior se reduce braţul la turn şi se fixează. Pentru coborîrea turnului, se calează în prealabil în afară de calajele laterale şi calajele din spate.

Lăsarea şi ridicarea turnului cu ajutorul troliului respectiv se fac uşor şi durează în total circa 6 minute.

Deplasarea automacaralei în timpul lucrului, cu turnul ridicat, se poate face numai cu braţul pliat şi picioarele de sprijin (inclusiv cele din spate) desfăcute, la 4—5 cm de la sol, precum şi cu roţile suplimentare montate, controlînd în prealabil ca ele să aibă presiunea prescrisă, cu condiţia ca drumul de deplasare să corespundă datelor prescrise, iar viteza de deplasare a macaralei (cu turnul ridicat) să nu depăşească 2 km/h, fără şocuri la pornire, oprire sau frînare.

Funcţionarea automacaralei se face prin cumularea mişcărilor de ridicare (coborîre) a sarcinii, ridicare (coborîre) a braţului şi rotire a turnului, prin manevrarea manetelor de pe pupitrul de comandă. Din aceste mişcări se pot face concomitent numai rotirea turnului şi ridicarea-coborîrea sarcinii sau a braţului.

Probele şi încercările prototipului automacaralei turn

Prototipul automacaralei turn a fost supus la mai multe probe şi încercări la uzina UUP-Tîrgovişte, pe poligonul INCERC şi pe şantier, în condiţii de exploatare.

La UUP-Tîrgovişte au fost efectuate probele obişnuite de control de calitate şi de recepţie, în cursul cărora au fost justificate caracteristicile principale ale utilajului : dimensiunile, capacitatea de ridicare la deschiderea maximă şi minimă, vitezele de lucru, masa prototipului etc.

Pe poligonul INCERC prototipul a fost supus la 1) încercări tensometrice statice şi dinamice, 2) determinarea solicitărilor în cablurile de lucru şi 3) probe de stabilitate.

1 a. **Încercările tensometrice statice** au fost efectuate în 65 puncte de măsurare, determinîndu-se eforturile unitare în elementele platformei fixe (32 puncte), elementele platformei rotitoare (8 puncte), în turn (21 puncte) şi braţul macaralei (4 puncte). În acest scop au fost folosite traductoare cu fir rezistiv, iar pentru obţinerea unor rezultate cît mai exacte fiecare din ele a fost dublat cu cîte un traductor de compensaţie. Pentru înregistrare au fost utilizate trei comutatoare şi o punte tensometrică Hugenberger.

Au fost determinate eforturile unitare la sarcini statice egale cu sarcinile nominale la deschiderile maximă de 12,9 m şi minimă de 6,2 m, majorate cu 25%, respectiv de 950 şi de 1 875 kgf, în mai multe poziţii în plan orizontal ale braţului, conform figurii 5.

De asemenea au mai fost determinate eforturile unitare ce apar la ridicarea turnului de pe remorcă, din poziţia de transport în poziţia de lucru (la 3° faţă de orizontală), respectiv în momentul desprinderii lui de pe remorcă, în care caz solicitările sînt maxime.

Tot în cadrul măsurătorilor statice au mai fost determinate eforturile unitare în trompele punţii din spate ale autoşasiului cu macaraua în poziţie de transport cu turnul ridicat, braţul pliat, cu şi fără roţile suplimentare.

1 b. Încercări tensometrice dinamice

După terminarea încercărilor statice au fost alese 11 puncte dintre cele mai solicitate, pentru efectuarea încercărilor tensometrice dinamice. În afară de acestea au mai fost aplicate şi traductoare pentru torsiune pe turn.

Solicitările pentru probele dinamice la care a fost supusă automacaraua cu turn cu braţul orientat în diferite poziţii (fig. 4) au fost corespunzătoare unei sarcini nominale la deschiderile maximă de 12,9 m şi minimă de 6,2 m, majorate cu 10 % respectiv de 825 şi respectiv de 1 650 kgf.

Înregistrările variaţiilor solicitărilor dinamice s-au făcut direct pe hîrtie cu ajutorul unui osciloscript Philips.

Rezultatele încercărilor tensometrice

În urma încercărilor tensometrice statice a rezultat că automacaraua cu turn este în general bine dimensionată, cu excepţia unor secţiuni ale şasiului (la platforma fixă, în cheso-

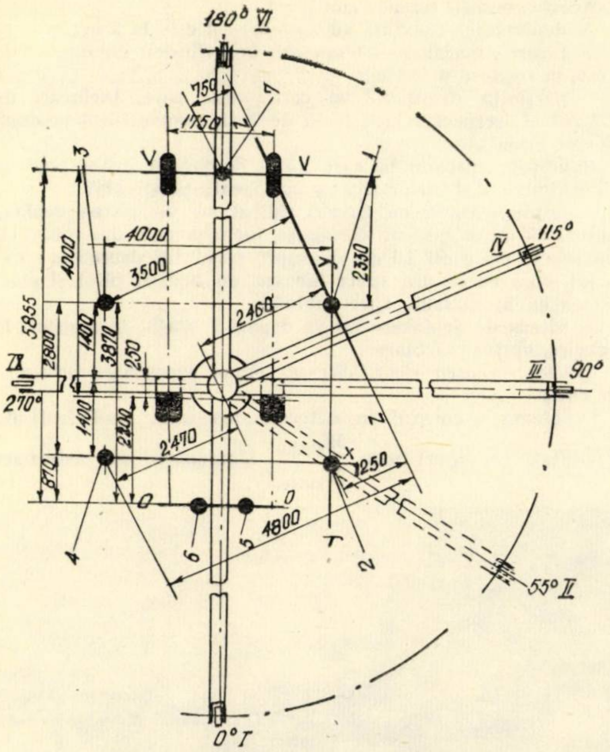


Fig. 4. Axele de răsturnare a macaralei AM 5 – T 1,

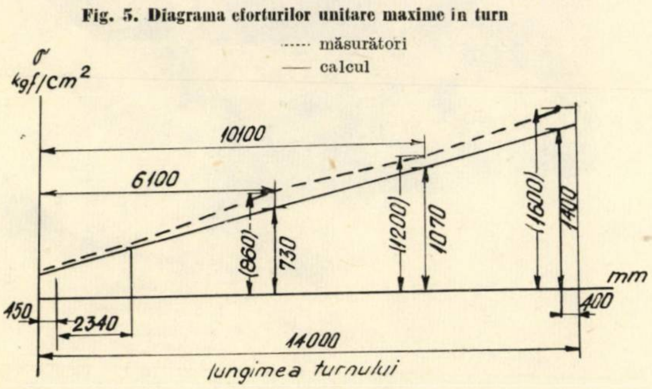
nul reazemelor din faţă, în zona de trecere a arborelui cardanic şi a secţiunii în turn din zona articulaţiilor braţului ; în aceasta din urmă eforturile luate în calcul au fost depăşite cu 10–14%.

La o încărcare statică a punţii din spate de 9 200 kgf (la transportul cu turnul ridicat) eforturile unitare în trompele punţii din spate, cu roţile suplimentare montate, au fost de 1 070 kgf/cm², iar fără roţile suplimentare — 1 320 kgf/cm². Din valorile determinate a rezultat că în cazul adoptării roţilor suplimentare trompele punţii sînt descărcate cu circa 1 700 kgf (circa 20%). Din calculele efectuate de Uzina Steagul Roşu privind aceste trompe şi ţinînd seama de vitezele normelor de circulaţie ale autocamionului Bucegi, a rezultat o solicitare calculată de 2 600 kgf/cm² (materialul avînd $\sigma_r = 6\,000 - 7\,000$ kgf/cm²).

Ţinînd seamă că viteza în cazul deplasării autoşasiului cu turnul de montaj ridicat şi pe drumuri orizontale bine compactate, fără denivelări, este de circa 2 km/h, rezultă că eforturile suplimentare datorite şocurilor dinamice şi cele datorite frînării sînt neînsemnate. Prin urmare, trompele punţii din spate ale autoşasiului Bucegi permit deplasarea automacaralei cu turnul ridicat, însă pneurile sînt solicitate la limită.

Comparînd eforturile obţinute prin tensometrie cu cele rezultate din calcul, s-a constatat o coincidenţă sensibilă între ele la triunghiul de forţe în turn, la desprinderea lui de pe remorcă (cablul fiind solicitat, conform determinărilor arătate în continuare, la 15 400 kgf).

Fig. 5. Diagrama eforturilor unitare maxime în turn



Eforturile din turn rezultate prin calcul faţă de acelea măsurate tensometric sînt arătate în diagrama din figura 5. Din această diagramă rezultă că eforturile unitare calculate sînt mai mici cu circa 10–12% faţă de acelea rezultate prin măsurătorile tensometrice.

2. **Determinarea forţelor în cabluri** s-a făcut în scopul verificării mai exacte a eforturilor din aceste cabluri determinate prin calcul şi pentru a înregistra variaţia acestor eforturi la diferite manipulări ale automacaralei.

Pentru aceste determinări au fost folosite un dinamometru înregistrator, montat pe cablul de ridicare a turnului de pe remorcă, şi altul simplu — *6* (*fig.* 2), pe cablul de ridicare a braţului (pe ramurile moarte ale acestuia).

Variaţia acestei forţe în cablu (pe o ramură), înregistrată cu dinamometrul în momentul sus-menţionat (la ridicarea-coborîrea turnului), este arătată în figura 6, din care se vede că forţa maximă pe o ramură a fost de 1 925 kgf.

Forţa maximă în cablul braţului (pe o ramură) a fost de 1 220 kgf, la deschiderea de 12,9 m şi sarcina de 950 kgf (750 + 25%).

Din aceste valori, prin multiplicarea cu numărul de ramuri respective de cablu, rezultă că forţa maximă în cablul de basculare a braţului este de 3 660 kgf, iar forţa maximă, la ridicarea a turnului în momentul desprinderii de pe remorca de transport, este de 15 400 kgf.

3. Probe de stabilitate

a) *Determinarea centrului de greutate.* Pentru efectuarea probelor de stabilitate, s-au determinat mai întîi prin probe şi măsurători coordonatele centrului de greutate al automacaralei cu turnul ridicat, în situaţie de deplasare, cu platforma mecanismelor spre interiorul şasiului.

În vederea determinării înălţimii centrului de greutate pentru a se evita posibilitatea eventualelor accidente, au fost determinate separat centrele de greutate ale turnului cu braţ şi ale autoşasiului cu platformă fixă şi mobilă. Apoi, prin calcul, a fost determinată înălţimea centrului de greutate pentru întregul utilaj.

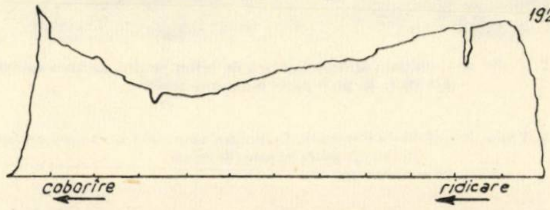


Fig. 6. Variaţia forţei din cablu la ridicarea şi coborîrea turnului

Pentru determinarea poziţiei centrului de greutate pe direcţiile transversale şi longitudinale s-a efectuat cîntărirea succesivă cu utilajul cu turnul ridicat, pe osiile din faţă şi spate, cît şi pe roţile de pe o parte a autoşasiului, precum şi determinarea masei totale prin cîntărire.

b) *Determinarea stabilităţii statice, cu macaraua în poziţie de transport, cu turnul ridicat, braţul pliat şi platforma cu mecanisme spre interior.*

Pentru a preciza posibilităţile de manevră ale automacaralei cu turnul ridicat şi fără picioare de sprijin (calaje), au fost stabilite unghiurile de răsturnare transversală şi longitudinală, atît cu roţile suplimentare la puntea din spate, cît şi fără ele.

Unghiurile de răsturnare transversală determinate au fost de 22°40′ (cu roţi suplimentare) şi respectiv 16°10′ (fără roţi suplimentare) ultimul fiind corespunzător unei ridicări faţă de sol a roţilor din partea opusă de 485 mm.

Unghiul de răsturnare longitudinală înspre spate, în jurul axei roţilor din spate, este de 15°20′, corespunzător unei ridicări a roţilor din faţă de 1 040 mm.

Aceste unghiuri sînt valabile numai pentru sarcini statice, fără cele accidentale (vînt) şi fără a se ţine seamă de deformarea pneurilor la supraîncărcare, eventual tasarea solului etc.

c) *Determinarea stabilităţii dinamice a macaralei în poziţia de transport, cu turnul ridicat şi braţul pliat.*

Pentru a verifica comportarea macaralei în condiţii reale, adică la sarcini dinamice şi în condiţiile de deformare inegală a pneurilor, luînd ca bază unghiurile limită determinate static, s-a făcut o probă de deplasare a macaralei fără roţile suplimentare, cu urcarea roţilor din spate de pe o parte, pe o placă de beton de 145 mm înălţime (fig. 7). Unghiul de înclinare transversal al terenului, creat de obstacol, a fost de 4°10′. Datorită lăsării pneurilor de pe partea mai încărcată, şasiul macaralei a căpătat o înclinare transversală mai mare, ajungînd la 6°30′ (fig. 8).

Automacaraua s-a urcat pe obstacol mergînd cu spatele, cu arcurile din spate blocate (fig. 9).

Pentru siguranţă, automacaraua a fost ancorată de un tractor (fig. 8), care s-a deplasat simultan cu macaraua, iar suporţii de calare au fost lăsaţi aproape de sol.

În cursul acestor probe nu s-a produs încordarea cablului de ancorare. Nu s-au putut face deplasări cu unghiuri mai mari, datorită faptului că la înclinarea obţinută în probă suporţii de calare fiind desfăcuţi în timpul deplasării şi tălpile fiind ridicate la maximum, au atins platforma de beton (fig. 10).

În urma acestor determinări au fost stabilite condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească drumul de deplasare a macaralei cu turnul ridicat şi braţul pliat.

Aceste condiţii tehnice sînt :

— denivelarea maximă admisibilă — 4 cm, la 2 m ;

— tasarea maximă — 1 cm sub un cilindru compresor de 10 t, la roţile din spate ;

— portanţa drumului va corespunde unei încărcări de 6 kgf/cm^2, respectiv la o forţă de 7 tf, concentrată pe două pneuri jumătate.

Condiţiile speciale în care va fi deplasată automacaraua cu echipamentul turn ridicat şi cu săgeata pliată sînt :

— automacaraua cu turnul ridicat se va putea deplasa numai cu toate calajele desfăcute, inclusiv cele din spate, cu talerele la cel mult 10 cm deasupra nivelului drumului amenajat, cu arcurile din spate blocate, cu braţul pliat şi platforma cu mecanisme spre cabină ;

— viteza de deplasare nu va depăşi 2 km/h, fără şocuri la pornire, oprire şi frînare.

d) *Determinarea stabilităţii în timpul lucrului cu sarcina în cîrlig*

Problema a constat în determinarea unor coeficienţi de stabilitate ca raport între $\frac{M_{\text{stab.}}}{M_{\text{răst.}}}$. Momentele de răsturnare

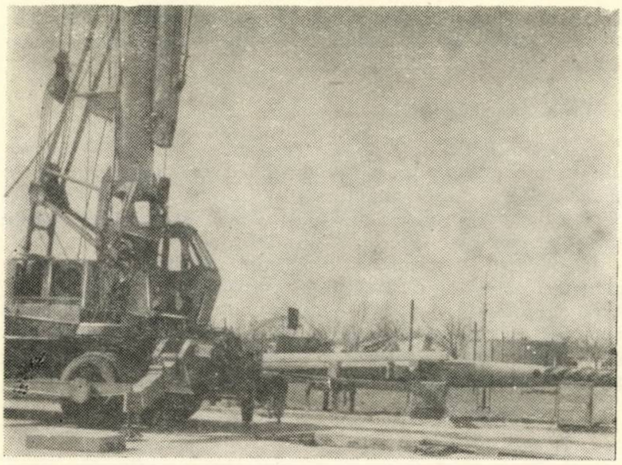
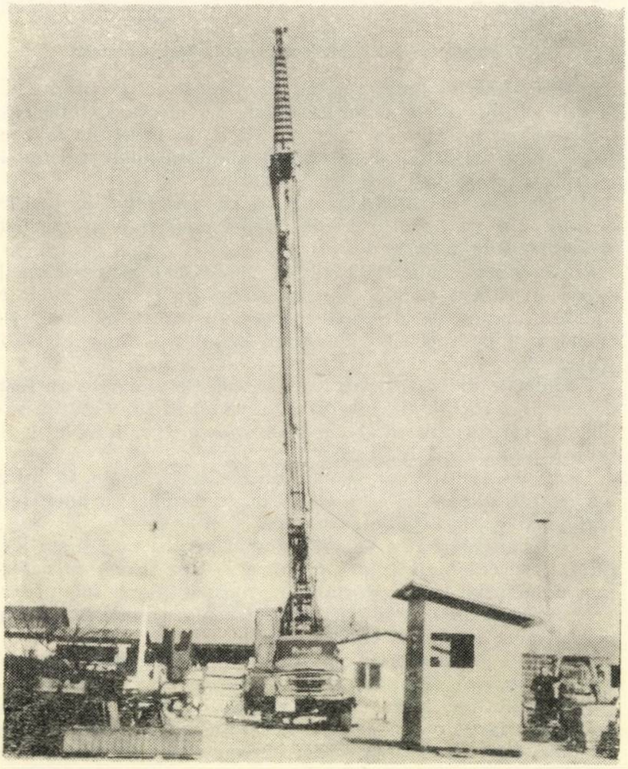


Fig. 7. Probe de stabilitate dinamică. Placă de beton pentru urcarea roţilor din spate de pe o parte a automacaralei

Fig. 8. Probe de stabilitate dinamică. Inclinarea macaralei în timpul urcării roţilor din spate pe placa de beton



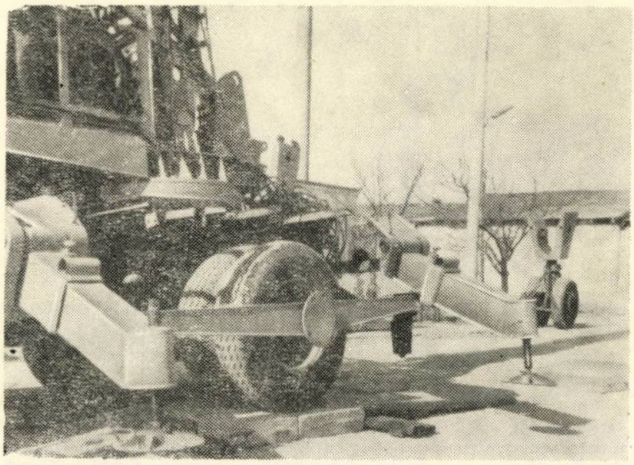
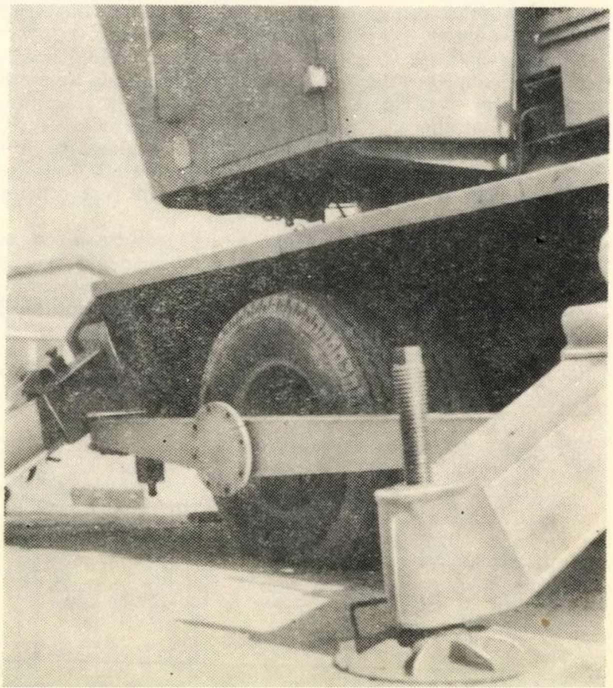


Fig. 9. Probe de stabilitate dinamică. Urcarea roţilor din spate de pe o parte pe o placă de beton

Fig. 10. Probe de stabilitate dinamică. Talpa de calare ridicată la maximum atinge platforma de beton



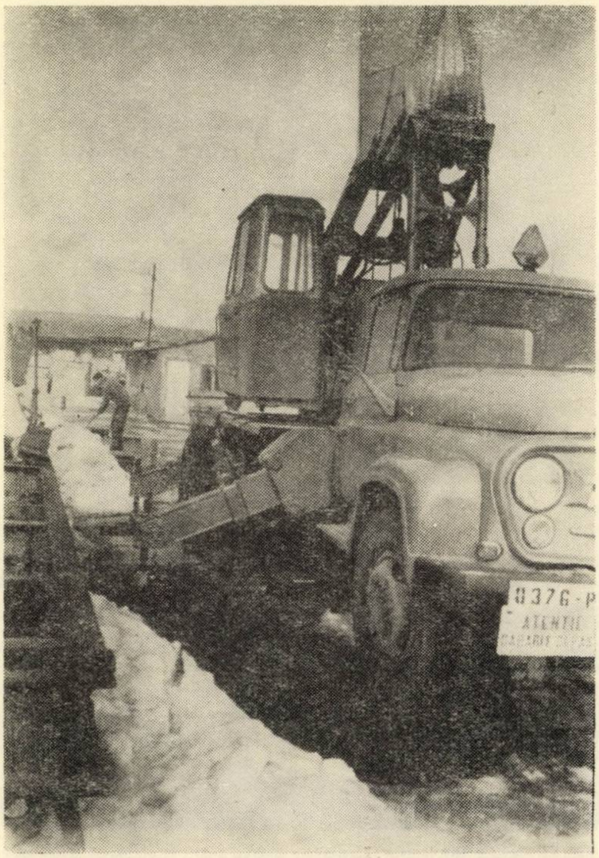


Fig. 11. Determinarea coeficientului de stabilitate cu ajutorul unor doze tensometrice de compresiune

fiind cunoscute în funcţie de sarcina la cîrlig la diferite deschideri, problema s-a redus la determinarea momentului de stabilitate. În acest scop au fost determinate iniţial încărcările pe calaje şi roţile din faţă fără sarcină în cîrlig, automacaraua fiind astfel calată încît roţile din spate să fie desprinse de pe pămînt, cu braţul la deschiderea de 12,7 m, în diferite poziţii din plan conform figurii 4. Aceste determinări au fost efectuate cu ajutorul unor doze tensometrice de compresiune, montate sub calaje şi sub osia din faţă a autoşasiului (fig. 11).

Poziţiile în plan ale braţului au fost alese în funcţie de axele posibile de răsturnare ale macaralei *XX*, *YY*, *ZZ* şi *VV*, cu braţul perpendicular, în planul orizontal, pe direcţiile acestor axe.

Determinarea coeficientului de stabilitate, în timpul lucrului cu sarcină, s-a efectuat pentru toate axele de răsturnare arătate în figură, la deschiderea maximă a braţului (12,9 m), la sarcinile de 750 şi 950 kgf în cîrlig.

De asemenea s-a determinat coeficientul de stabilitate la desprinderea turnului de pe remorcă, în poziţia de înclinare a acesteia cu 3° faţă de orizontală.

Cunoscînd încărcările pe calaje precum şi poziţia centrului de greutate, s-a determinat prin calcul momentul de stabilitate.

Cunoscîndu-se momentul de răsturnare faţă de axele respective pentru fiecare poziţie din plan, au fost determinaţi şi coeficienţii de stabilitate în timpul lucrului cu sarcina în cîrlig. Coeficientul de stabilitate minim la sarcina nominală a fost de 2,32 în cazul braţului orizontal orientat înspre spatele automacaralei (coeficientul de stabilitate dat de ISCIR este de 1,4).

Din analiza coeficienţilor de stabilitate, ale căror valori sînt în general mai mari de 2, în afară de acela din momentul desprinderii turnului de pe remorcă a cărui valoare este de 1,47, a rezultat că automacaraua are în timpul lucrului o stabilitate foarte bună.

II. ALTE PROBE EFECTUATE CU AUTOMACARAUA CU ECHIPAMENT TURN

În cadrul experimentării de durată în exploatare, prototipul acestei macarale a lucrat pe şantierul ICM 5 din bd. Apusului-Bucureşti şi şantierul 501 al Trustului 5 Construcţii din Braşov în total circa 1 000 ore (fig. 12 şi 13).

Lucrările executate pe şantierul din Bucureşti au constat din ridicări de tomberoane cu beton cu greutatea de 400 kg, bene tip papuc cu beton, cu greutatea de 1 300 kg, conteinere cu cărămizi cu greutatea de 1 200 kg şi diverse materiale mărunte. Blocul la care s-a lucrat a avut o lungime de 60 m.

Lucrările executate pe şantierul din Braşov au constat în principal din montarea fişiilor de planşeu prefabricate cu goluri. Fîşiile prefabricate cu goluri au fost de două feluri, în funcţie de greutatea lor, de 250 şi de 500 kg. Majoritatea au constituit-o fişiile de 500 kg, care au o lăţime de 0,6 m. În paralel au fost ridicate şi tomberoane cu beton de 400 kg, ca şi conteinere cu cărămizi.

Macaraua a fost amplasată la distanţa minimă de clădire, respectiv la 0,5 m din axa calajelor laterale. Din această poziţie, macaraua a acoperit în bune condiţii o zonă de montare cu raza de 12 m (cu centrul în axa de rotire a platformei). Montarea fişiilor de 250 kg s-a făcut, de multe ori, şi cîte două odată. Lungimea frontului de lucru a fost de 80 m. Rezultatele cronometrărilor făcute la operaţiile de montare a fişiilor cu goluri la tavanul parterului sînt următoarele :

— durata medie a ciclului de montare a unei fişii prefabricate la deschiderea braţului de 13 m
(cu ripare) min 4 — 5

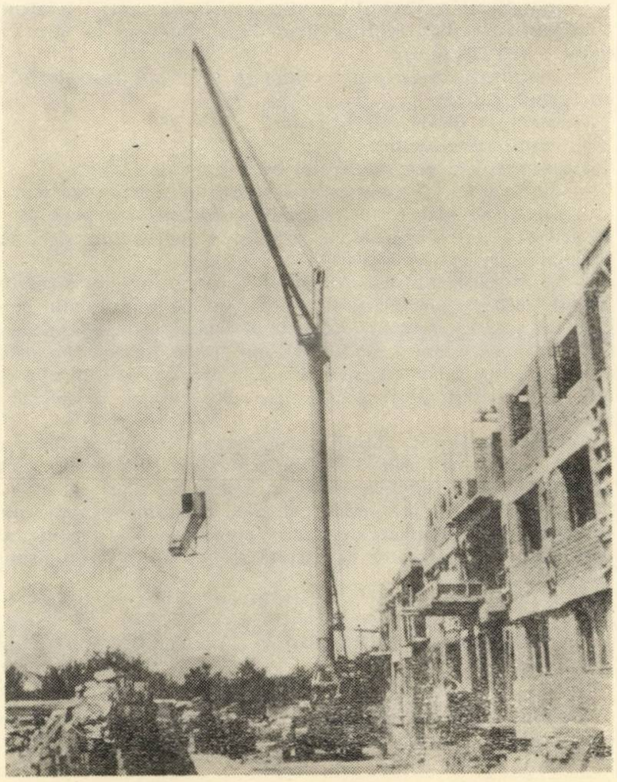
— idem, la deschiderea braţului de 8 m
(fără ripare) min 2 — 3

În cadrul efectuării acestor cicluri, fişiile au fost preluate, fie direct din autocamion, fie din depozitul alăturat, creat anterior tot cu ajutorul acestei macarale.

Manevrele de lucru efectuate în cursul experimentării pe aceste şantiere au cuprins : bascularea braţului, ridicarea şi coborîrea sarcinilor şi rotirea turnului. Deservirea macaralei s-a făcut de către un şofer-macaragiu şi un ajutor.

Pentru acoperirea întregului front de lucru, macaraua s-a deplasat la anumite intervale, pe distanţe de 10—20 m de-a lungul clădirii, cu turnul ridicat şi braţul pliat, pe un drum special amenajat. În unele cazuri, cînd drumul n-a fost corespunzător (îndeosebi pe şantierul din Bucureşti), macaraua s-a

Fig. 12. Şantier bd. Apusului – Bucureşti. Ridicare de beton în conteiner



deplasat pe distanțe scurte, de-a lungul clădirii, și cu turnul culcat pe remorcă. Rezultatele cronometrărilor deplasării macaralei pe distanțe scurte, de-a lungul clădirii, au arătat că durata medie a unui ciclu de deplasare a macaralei pe distanța de 10 m a fost de 17 min cu turnul ridicat și 27 min cu turnul coborît pe remorcă. Rezultă o depășire de timp de 60 % în cazul deplasării macaralei cu turnul coborît pe remorcă, în afară de alte dezavantaje ca : imposibilitatea apropierii de frontul de lucru, reducerea mobilității de mișcare în spații reduse etc.

Probe de transport

În cadrul deplasărilor automacaralei cu turnul culcat pe remorcă pe traseele Tîrgoviște-București și Tîrgoviște-Brașov, însumînd circa 500 km, a fost urmărită comportarea convoiului în timpul transportului (fig. 14).

Viteza de deplasare a convoiului în aceste deplasări a fost de 20—30 km/h în aliniament și de circa 5 km/h în curbele cu rază mică de curbură (7—8 m).

Manevrarea convoiului, atît în curbe, cît și în aliniament, nu a prezentat dificultăți.

Înscrierea convoiului în curbe cu rază mică de curbură a fost ajutată cu sistemul ireversibil de manevrare manuală cu melc-roată melcată cu care este prevăzută remorca.

S-a efectuat și o probă pentru determinarea distanței de frînare. Proba a fost efectuată pe un drum cu caldarîm uscat, în palier și în aliniament. Distanța de frînare a convoiului aflat în viteza de 35 km/h a fost de 5 m.

S-a mai constatat că ușurința dării comenzilor de către șoferul-macaragiu în timpul lucrului este corespunzătoare, el avînd o bună vizibilitate și un acces ușor la toate comenzile, atît ale automobilului, cît și ale echipamentului. Construcția automacaralei turn, de altfel ca la orice automacara de acest gen, cu cabina de comandă amplasată jos, nu permite însă vizibilitatea bună a locului de montaj la etajele superioare, rămînînd ca problema să fie rezolvată prin semnalizare.

III. AVANTAJELE ȘI DEZAVANTAJELE AUTOMACARALEI TURN

În urma determinărilor făcute în condiții de laborator și în condiții de exploatare, avantajele evidente ale automacaralei cu echipament turn sînt :

— construcție robustă și simplă ;

— mobilitate în timpul lucrului și de la un șantier la altul ;

— punere rapidă în funcțiune după aducerea la locul de lucru (circa 30 min) ;

— stabilitate în timpul lucrului și în cazul transportului cu turnul ridicat ;

— greutate totală relativ redusă ;

— manipulare ușoară.

Dezavantajele automacaralei cu echipament turn :

— motorul de 140 cp al autoșasiului Bucegi este prea mare ;

— viteza de ridicare și coborîre a sarcinii este prea mică și necesită ambalarea la maximum a motorului, deci un consum mare de combustibil ;

— la mutarea automacaralei de la un punct la altul, în lungul frontului de lucru, se pierd circa 20 minute din care circa 15 minute pentru operațiile de calare și decalare, ceea ce este în detrimentul mobilității macaralei. În plus, operația este greoaie și incomodă necesitînd în permanență un muncitor, iar de multe ori și coborîrea din cabină a șoferului macaragiu.

Tehnica înaintată soluționează astăzi mult mai bine această problemă prin folosirea calajelor hidraulice, care elimină integral deficiențele sus-menționate.

Considerăm că problema calajelor hidraulice este realizabilă și la automacaraua turn prezentată și trebuie să constituie o preocupare de viitor cît mai apropiat a uzinei constructoare.

IV. EFICIENȚA ECONOMICĂ A AUTOMACARALEI AM 5—T 1,5

S-a luat drept criteriu sintetic costul operațiilor de ridicare și montaj la construcția unui bloc mediu de locuințe, în diverse structuri [12].

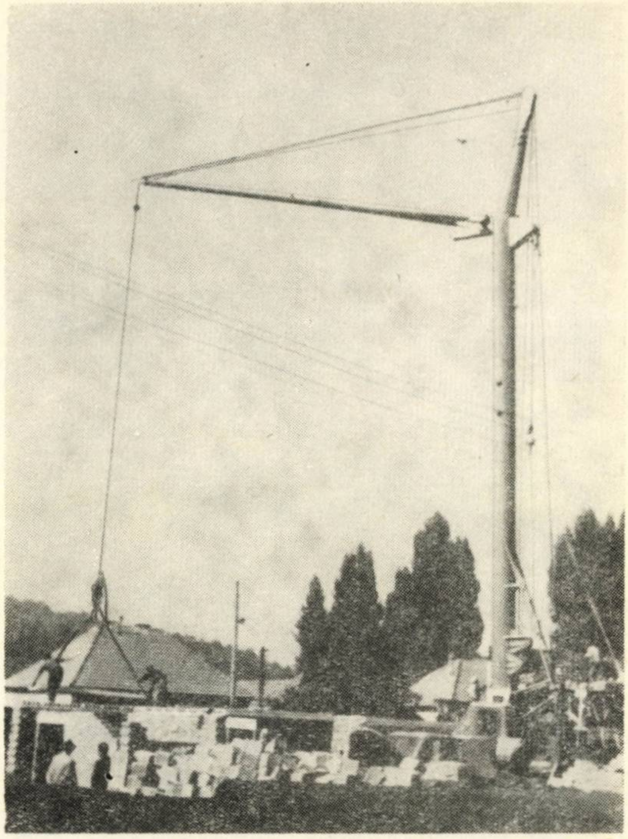


Fig. 13. Șantier 501 Brașov. Montaj de fîșii cu goluri la planșeul nivelului I

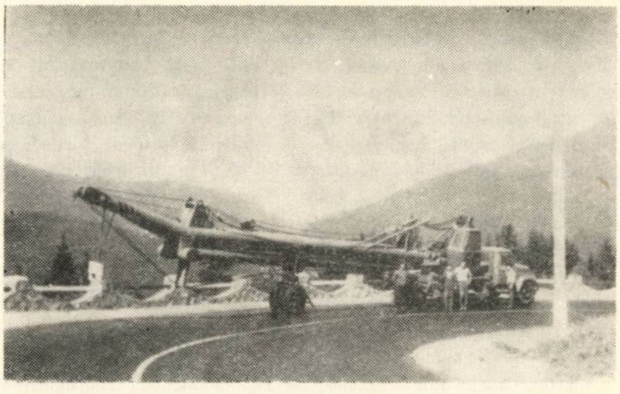


Fig. 14, Probă de transport pe traseul București — Brașov ; curbele de la Timiș—Predeal

Materialele principale, luate în considerare, care se ridică sau se montează (în faza de „roșu" a construcției) la un bloc mediu de locuințe : beton proaspăt, mortar proaspăt, cărămizi sau înlocuitori, prefabricate (fîșii de planșeu) oțel, beton, tîmplărie.

În cele ce urmează se vor analiza costurile operațiilor de ridicare și montaj la următoarele categorii de construcții de locuințe :

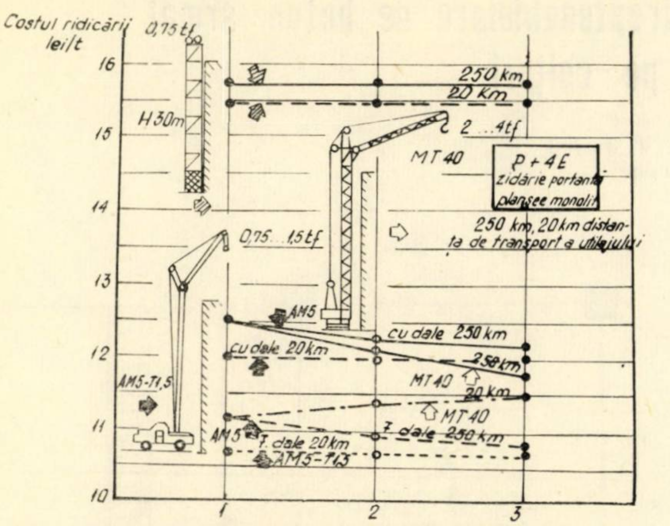
1. Construcții de locuințe p + 4 cu zidărie portantă și planșee monolit

La aceste clădiri pot lucra : ascensorul de 30 m înălțime și de 750 kgf, macaraua turn *MT* 40 sau automacaraua turn *AM* 5 — *T* 1,5.

S-au calculat valorile medii ponderate (lei/t material pus în operă) în două variante :

— cu transportul utilajelor de la 250 km (150 km pentru ascensor) :

— cu transportul utilajelor de la maximum 20 km.



număr mediu de locuințe construite cu același mijloc de ridicare

Fig. 15. Variația comparativă a costului ridicării la construcțiile de locuințe p + 4 etaje cu zidărie portantă, planșee monolit, folosind ascensorul, macaraua turn MT 40 sau automacara turn AM 5 – T 1,5

S-a făcut presupunerea că un mijloc de ridicat se folosește pentru executarea pe același șantier a unui bloc mediu de 40 locuințe, a 2 blocuri și a 3 blocuri.

Rezultatele obținute sînt următoarele :

Transportul utilajelor de la 350 km (150 km)

	1 bloc	*2 blocuri*	*3 blocuri*
Ascensor 30 m, 750 kgf	15,71 lei/t	15,71 lei/t	15,71 lei/t
MT 40	12,51 lei/t	12,03 lei/t	11,88 lei/t
AM 5 – *T* 1,5 (deplasare pe dale de beton armat)	12,51 lei/t	12,23 lei/t	12,15 lei/t
AM 5-*T* 1,5 (fără dale)	11,18 lei/t	10,91 lei/t	10,81 lei/t

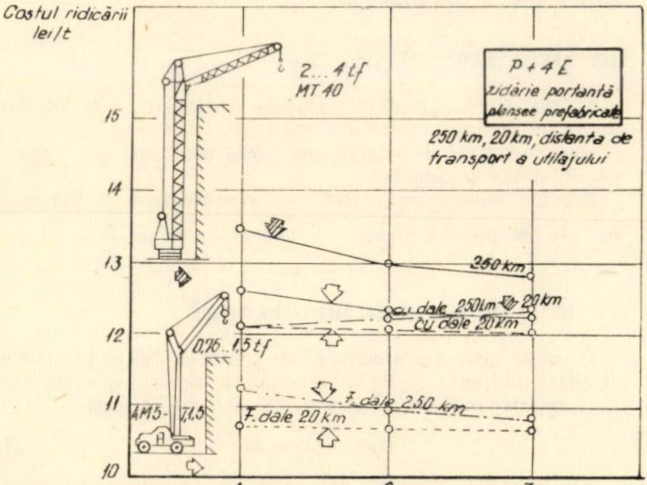
Transportul utilajelor de la maximum 20 km

	1 bloc	*2 blocuri*	*3 blocuri*
Ascensor 30 m, 750 kgf	15,45 lei/t	15,45 lei/t	15,45 lei/t
MT 40	11,17 lei/t	11,36 lei/t	11,43 lei/t
AM 5-*T* 1,5 (deplasare pe dale)	12,01 lei/t	11,99 lei/t	11,98 lei/t
AM 5-*T* 1,5 (fără dale)	10,69 lei/t	10,66 lei/t	10,65 lei/t

Aceste rezultate sînt reprezentate în graficul din figura 15.

Fig. 16. Variația comparativă a costului la construcțiile de locuințe p + 4 etaje cu zidărie portantă și planșee prefabricate, efectuată cu macaraua turn

număr mediu de locuințe construite cu același mijloc de ridicare



2. Construcții de locuințe p + 4 cu zidărie portantă și planșee prefabricate

La aceste construcții pot lucra : macaraua turn *MT* 40 sau *AM* 5-*T* 1,5.

S-au calculat valorile medii ponderate (lei/t material pus în operă) în aceleași variante ca la punctul precedent.

Rezultatele obținute sînt :

Transportul utilajelor de la 250 km

	1 bloc	*2 blocuri*	*3 blocuri*
MT 40	13,46 lei/t	12,96 lei/t	12,80 lei/t
AM 5-*T* 1,5 (cu dale)	12,59 lei/t	12,32 lei/t	12,22 lei/t
AM 5-*T* 1,5 (fără dale)	11,23 lei/t	10,96 lei/t	10,87 lei/t

Transportul utilajelor de la maximum 20 km

	1 bloc	*2 blocuri*	*3 blocuri*
MT 40	12,07 lei/t	12,26 lei/t	12,33 lei/t
AM 5-*T* 1,5 (cu dale)	12,09 lei/t	12,06 lei/t	12,05 lei/t
AM 5-*T* 1,5 (fără dale)	10,73 lei/t	10,71 lei/t	10,70 lei/t

Reprezentarea grafică a rezultatelor este dată în graficul din figura 16.

Din datele prezentate rezultă că automacaraua cu echipament turn *AM* 5-*T* 1,5 dă costul cel mai mic al tonei ridicate în comparație cu ascensorul de 30 m, 750 kgf, și macaraua turn *MT* 40, cu condiția lucrului pe un drum nivelat, balastat și bine compactat, fără îmbrăcăminte din dale de beton armat.

V. CONCLUZII

Construirea în serie a automacaralei turn va acoperi într-o mare măsură golul resimțit actualmente, din cauza lipsei mijloacelor de ridicare cu capacitate de ridicare de circa 10 tfm, în gama sarcinilor de ridicare între 750 și 1 500 kgf pentru clădiri de p + 4 din zidărie portantă.

Datorită marii ei mobilități și a intrării rapide în funcțiune după aducerea pe șantier, automacaraua turn va putea asigura deservirea promptă a mai multor puncte de lucru aflate la o distanță de circa 50 km.

Echipamentul de macara turn se poate adapta la automacaraua de 5 tf de uz general, fără modificări. Montajul va putea fi efectuat de către bazele de utilaj ale unităților executante.

Automacaraua va da rezultate bune numai acolo unde se va face o organizare de lucru corespunzătoare caracteristicilor sale tehnice, în ceea ce privește pregătirea mijloacelor necesare (drumul de deplasare, dispozitivele de lucru), amplasarea depozitelor de materiale, ritmul de lucru etc.

În aceste condiții automacaraua cu echipament turn *AM* 5-*T* 1,5 dă costul cel mai mic al tonei ridicate, în comparație cu ascensorul de 30 m și 750 kgf și macaraua turn *MT* 40.

În cadrul îmbunătățirilor de viitor ce se vor adopta la automacaraua turn asimilată, trebuie să se aibă în vedere în primul rînd înlocuirea actualelor picioare de sprijin (calaje) manevrate manual, cu calaje acționate hidraulic, pentru a face ca exploatarea să fie și mai eficientă și pentru a o aduce la nivelul celor mai reușite exemplare din tehnica mondială.

Bibliografie

[1] Colectiv de autori U.R.S.S., R.S.C. și R.D.G. : *Sovremennoe sostoianie podemno – transportnogo mașinostroeniia*. Mașghiz, 1961
[2] Ataev SS. : *Mehanizațiia rabot v sovremennom jilișcinom stroitelstve*. Minsk, Gosizdat, 1960.
[3] * * * :Deutsche Bau Enzyklopädie 1959.
[4] Zelțev R.I. : *Vîbor kranov v zavisimostî ot parametrov vozvodimîh obektov po nomogramam*, Mehanizația stroitelstva nr. 5, 1963.
[5] Zimin P.A., Hodov R.P. : *O parametrah strelovîh montajnîh kranov*. Mehanizația stroitelstva nr. 3, 1963 :
[6] Poleakov V.I. : *Analiz paramatrov strelovîh kranov*, Mehanizația stroitelstva nr. 12, 1963.
[7] Kantorer S. E. : *Metodî obosnovaniia effektivnostî primenenia mașin v stroitelstve*. Gosstroizdat, Moskva, 1961.
[8] * * * : *Proiect de căi de rulare pentru macarale*. I.I.C.M.C., București, 1964.
[9] * * * : *Indici tehnico-economici pentru blocuri de locuințe*. CSCAS – INCERC, București, 1961.
[10] * * * : *Studiu tehnico-economic și tema de proiectare privind automacaraua de 5 tf, echipament pentru construcții*. INCERC. 1961.
[11] * * * : *Proiect T 248 Automacara de 5 tf*. M.M.C.M. – ITCME Filiala Mașini de ridicat. Timișoara.
[12] * * * : *Criterii tehnico-ceonomice pentru alegerea utilajelor de construcții*. INCERC, 1965.

Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe colţuri

Dr. ing. V. Petcu
INCERC

În cadrul acestei lucrări se utilizează teoria liniilor de rupere în vederea determinării capacităţii de rezistenţă a plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe colţuri, solicitate de încărcări permanente şi temporare uniform distribuite pe toată suprafaţa lor.

Schema plăcilor şi modul lor de solicitare sînt reprezentate în figura 1.

Pe baza rezultatelor obţinute se stabilesc reguli simple pentru determinarea momentelor de calcul ale acestor elemente de construcţie, ţinîndu-se seamă de principiile metodei de calcul la stări limită.

I. NOTAŢII

g — încărcarea permanentă de calcul, uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă;

l_1, l_2 — mărimea laturilor plăcii, l_1 fiind latura mică;

L_M — lucrul mecanic virtual al momentelor plastice care acţionează de-a lungul liniilor de rupere, în stadiul de mecanism al plăcii;

L_Q — lucrul mecanic virtual al încărcărilor de calcul (permanentă + temporară), în stadiul de mecanism al plăcii;

M_1, M_2 — momentele elastice maxime ale plăcii, pe direcţiile laturilor l_1 şi l_2;

M_{p1}, M_{p2} — momentele plastice ale plăcii, pe direcţiile laturilor l_1 şi l_2;

p — valoare arbitrară a încărcării temporare uniform distribuite pe unitatea de suprafaţă;

p_1 — valoarea încărcării temporare uniform distribuite pe unitatea de suprafaţă, corespunzătoare atingerii limitei de curgere de calcul simultan în punctele cele mai solicitate ale armăturii de pe cele două direcţii;

p_n — încărcarea temporară normată uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă;

p_u — încărcarea temporară de calcul uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă;

R_a — limita de curgere de calcul a armăturii;

r — coeficientul de redistribuţie al plăcii;

r_a — valoarea limită a coeficientului de redistribuţie, pînă la care armătura se comportă elastic sub acţiunea încărcărilor de exploatare;

α_1, α_2 — coeficienţii de influenţă ai momentelor elastice maxime M_1 şi M_2;

θ — parametrul mecanismului de rupere;

σ_a — efortul unitar în armătură, corespunzător deschiderii admisibile a fisurilor sub acţiunea încărcărilor de exploatare;

$$q = g + p; \quad q_n = g + p_n;$$

$$q_1 = g + p_1; \quad q_u = g + p_u;$$

$$\lambda = \frac{l_1}{l_2}; \quad r = \frac{q_u}{q_1}.$$

II. IPOTEZE DE CALCUL

1. Plăcile sînt solicitate de încărcări permanente şi temporare uniform distribuite pe toată suprafaţa lor.
2. Încărcarea permanentă se consideră constantă şi egală cu valoarea ei de calcul.
3. Încărcarea temporară poate varia de la zero la valoarea ei de calcul.
4. Pe direcţia fiecărei laturi, armătura este uniform distribuită pe toată lăţimea plăcilor.

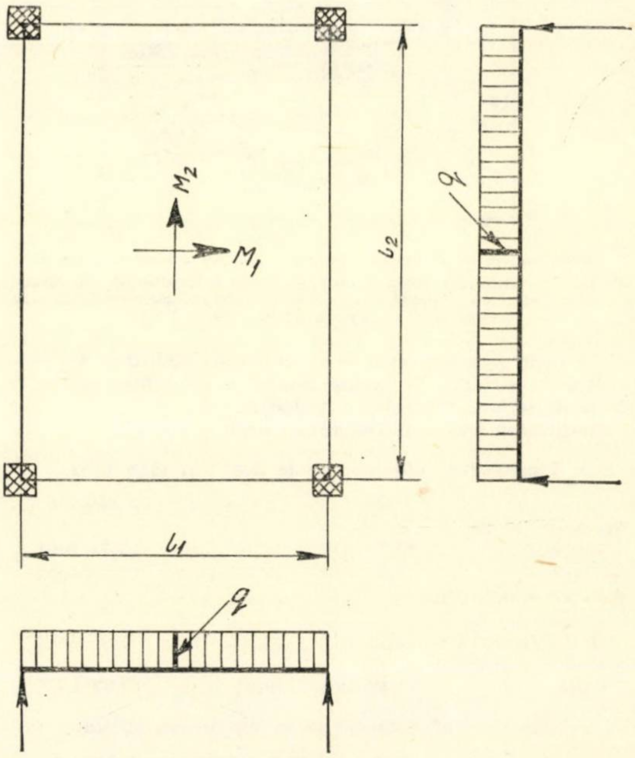


Fig. 1

5. Epuizarea capacităţii de rezistenţă a plăcilor are loc prin transformarea lor în mecanisme sub acţiunea încărcărilor permanente şi temporare de calcul, ca urmare a formării unui număr suficient de linii de rupere.

Valabilitatea acestei ipoteze a fost dovedită prin lucrările experimentale efectuate în cadrul Comitetului European pentru Beton, care au inclus încercarea pînă la rupere a unor plăci pătrate de 2,50 m deschidere, solicitate de patru forţe egale aplicate la sferturile diagonalelor [2].

6. Plăcile se presupun asigurate împotriva ruperii prin străpungere a colţurilor lor.

III. MECANISME DE RUPERE

Plăcile dreptunghiulare rezemate pe colţuri, solicitate de încărcări uniform distribuite pe toată suprafaţa lor, au un singur mecanism de rupere, ale cărui deplasări sînt funcţie de un singur parametru.

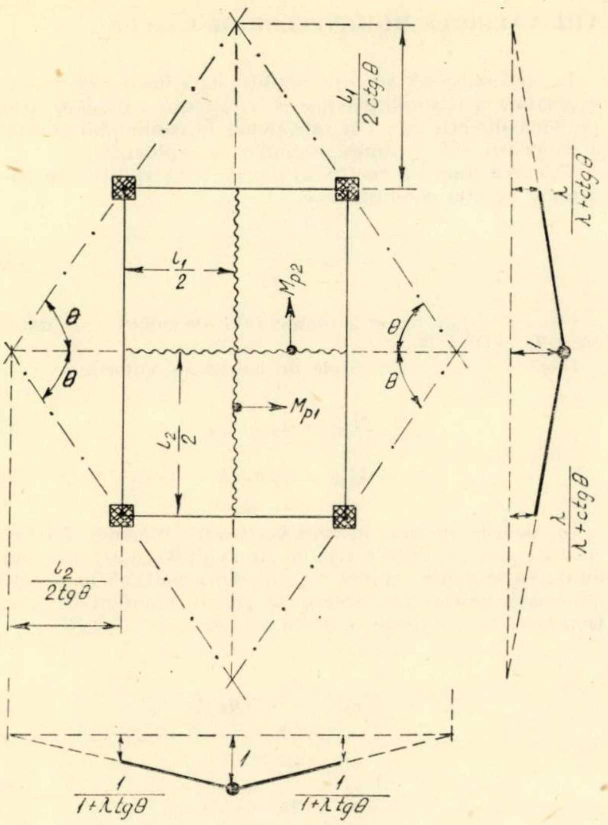
Schema acestui mecanism este reprezentată în figura 2, în care parametrul θ poate varia între zero şi $\frac{\pi}{2}$.

IV. ECUAŢIA DE ECHILIBRU PLASTIC

Expresia generală a ecuaţiei de echilibru plastic al plăcilor studiate, obţinută pe baza principiului lucrului mecanic virtual aplicat stadiului de mecanism al acestora, este

$$L_M + L_Q = 0. \tag{1}$$

Pentru o deplasare virtuală unitară a punctului de intersecţie a liniilor de rupere, lucrurile mecanice virtuale produse



$\frac{l_1}{2\,ctg\,\theta}$
$\frac{l_1}{2}$
M_{p2}
M_{p1}
$\frac{l_2}{2}$
θ
$\frac{l_2}{2tg\theta}$
$\frac{\lambda}{\lambda+ctg\theta}$
1
$\frac{1}{1+\lambda tg\theta}$

Fig. 2

de momentele plastice şi de încărcările permanente şi temporare de calcul au expresiile

$$L_M = -\frac{4\,M_{p1}}{\lambda + \mathrm{ctg}\,\theta} - \frac{4\,\lambda\,M_{p2}}{1 + \lambda\,\mathrm{tg}\,\theta}. \tag{2}$$

$$L_Q = \frac{\lambda}{2}\,q_u\,l_2^2. \tag{3}$$

Ţinînd seamă de relaţiile (2) şi (3), ecuaţia (1) devine

$$\frac{M_{p1}}{\lambda + \mathrm{ctg}\,\theta} + \frac{\lambda\,M_{p2}}{1 + \lambda\,\mathrm{tg}\,\theta} = \frac{\lambda}{8}\,q_u\,l_2^2. \tag{4}$$

V. EXPRESIILE MOMENTELOR PLASTICE

Expresia (4) a ecuaţiei de echilibru plastic arată că pentru obţinerea valorilor momentelor plastice M_{p1} şi M_{p2} este necesară o ecuaţie suplimentară.

Pentru alcătuirea acestei ecuaţii se utilizează criteriul redistribuţiei minime, care asigură plăcilor o comportare optimă din punctul de vedere al condiţiilor de exploatare şi prezintă avantajul unei aplicări practice simple [3], [4]. Conform acestui criteriu, redistribuţia minimă de eforturi, necesară pentru transformarea în mecanism a unei plăci, se obţine în cazul în care limita de curgere de calcul este atinsă simultan în punctele cele mai solicitate ale armăturii.

Aplicarea acestui criteriu în cazul plăcilor studiate conduce la următoarele expresii ale momentelor plastice

$$M_{p1} = \alpha_1\,q_1\,l_2^2, \tag{5}$$

$$M_{p2} = \alpha_2\,q_1\,l_2^2. \tag{6}$$

Valorile coeficienţilor α_1 şi α_2, luate din lucrarea [1], sînt date în tabela 1. Ele au fost stabilite pentru un coeficient al lui Poisson egal cu zero.

VI. VALORILE MOMENTELOR PLASTICE

Prin eliminarea încărcării q_1 între egalităţile (5) şi (6), se obţine ecuaţia suplimentară

$$M_{p2} = \frac{\alpha_2}{\alpha_1}\,M_{p1}. \tag{7}$$

Din sistemul format din ecuaţiile (4) şi (7) rezultă

$$M_{p1} = \frac{\lambda\alpha_1}{8}\cdot\frac{(\lambda + \mathrm{ctg}\,\theta)(1 + \lambda\,\mathrm{tg}\,\theta)}{\alpha_1(1 + \lambda\,\mathrm{tg}\,\theta) + \lambda\,\alpha_2(\lambda + \mathrm{ctg}\,\theta)}\cdot q_u\,l_2^2. \tag{8}$$

În expresia de mai sus, valoarea parametrului θ se obţine pe baza teoremei cinematice din teoria plastică a structurilor. Conform acestei teoreme, valoarea reală a parametrului θ corespunde valorii maxime a momentului plastic M_{p1}. În consecinţă, valoarea parametrului θ este dată de ecuaţia

$$\frac{dM_{p1}}{d\theta} = 0, \tag{9}$$

a cărei dezvoltare este

$$(\lambda^2\,\alpha_2 - \alpha_1)\,(\lambda\sin\theta + \cos\theta)^2 = 0. \tag{10}$$

Întrucît factorul $(\lambda\sin\theta + \cos\theta)^2$ este întotdeauna mai mare decît zero, rezultă că relaţia (10) este satisfăcută numai în cazurile în care

$$\lambda^2\,\alpha_2 = \alpha_1. \tag{11}$$

Din examinarea valorilor coeficienţilor α_1 şi α_2, date în tabela 1, rezultă că egalitatea (11) are loc numai pentru $\lambda = 1$. Pentru valori ale coeficientului λ mai mici decît unitatea, se obţine întotdeauna inegalitatea

$$\lambda^2\,\alpha_2 < \alpha_1. \tag{12}$$

Pentru $\lambda = 1$, $\alpha_1 = \alpha_2$, iar din relaţiile (7) şi (8) se deduce

$$M_{p1} = M_{p2} = \frac{1}{8}\,q_u\,l_2^2, \tag{13}$$

independent de valoarea parametrului θ.

Pentru $\lambda < 1$, inegalitatea (12) arată că derivata expresiei momentului plastic în raport cu parametrul θ este întotdeauna negativă. În consecinţă, valoarea cea mai mare a momentului plastic M_{p1} se obţine pentru $\theta = 0$.

Tabela 1

λ	α_1	α_2	r
0,50	0,0655	0,1300	1,040
0,55	0,0731	0,1322	1,058
0,60	0,0810	0,1345	1,076
0,65	0,0898	0,1369	1,095
0,70	0,0978	0,1395	1,116
0,75	0,1069	0,1425	1,140
0,80	0,1165	0,1459	1,167
0,85	0,1266	0,1494	1,195
0,90	0,1373	0,1532	1,226
0,95	0,1484	0,1568	1,254
1,00	0,1604	0,1604	1,283

Pentru această valoare a parametrului mecanismului de rupere, din relaţiile (7) şi (8), se deduce

$$M_{p1} = \frac{\alpha_1}{8\alpha_2} q_u l_2^2 , \tag{14}$$

$$M_{p2} = \frac{1}{8} q_u l_2^2 . \tag{15}$$

Din cele de mai sus rezultă că pentru λ < 1, mecanismul de rupere a plăcilor dreptunghiulare rezemate pe colţuri, ale căror momente plastice satisfac criteriul redistribuţiei minime, este întotdeauna cel reprezentat în figura 3. Acest mecanism este un caz particular al mecanismului general de rupere dat în figura 2, corespunzător egalării cu zero a parametrului θ.

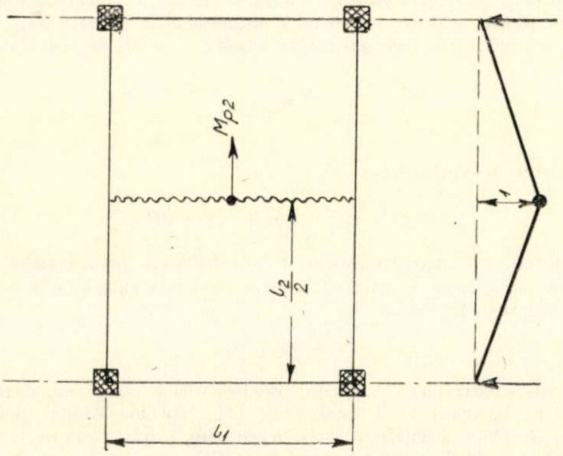


Fig. 3

VII. COEFICIENTUL DE REDISTRIBUŢIE

Coeficientul de redistribuţie este dat de relaţia

$$r = \frac{q_u}{q_1} . \tag{16}$$

Din expresiile (5) şi (14) ale momentului plastic M_{p1} se deduce

$$r = \frac{q_u}{q_1} = 8\alpha_2 . \tag{17}$$

Valorile acestui coeficient sînt date în tabela 1.

VIII. VALORILE MOMENTELOR DE CALCUL

În mod obişnuit, singura condiţie care limitează gradul de exploatare a rezervei plastice de rezistenţă a plăcilor armate pe două direcţii este cea referitoare la comportarea elastică a armăturii, sub acţiunea sarcinilor de exploatare.

Valoarea limită a coeficientului de redistribuţie, corespunzătoare acestei condiţii, este

$$r_a = \frac{q_u}{q_n} . \tag{18}$$

Dacă $r < r_a$, valorile momentelor de calcul sînt date de relaţiile (14) şi (15).

Dacă $r > r_a$, momentele de calcul au valorile

$$M_{p1} = \alpha_1 q_n l_2^2 , \tag{19}$$

$$M_{p2} = \alpha_2 q_n l_2^2 . \tag{20}$$

În cazurile speciale în care verificarea mărimii deschiderii fisurilor sub acţiunea sarcinilor de exploatare are ca rezultat limitarea efortului unitar maxim din armătură la o valoare inferioară limitei de curgere de calcul, momentele plastice trebuie să fie cel puţin egale cu cele date de relaţiile

$$M_{p1} = \frac{R_a}{\sigma_a} \alpha_1 q_n l_2^2 , \tag{21}$$

$$M_{p2} = \frac{R_a}{\sigma_a} \alpha_2 q_n l_2^2 . \tag{22}$$

Aceste momente reprezintă valori de calcul numai dacă sînt mai mari decît cele date de relaţiile (14) şi (15). În caz contrar, momentele de calcul au expresiile (14) şi (15).

Bibliografie

[1] Bares R.: *Tabulky pro vypocet desek a sten*. Statni nakladatelstvi technické literatury, Praha, 1964.
[2] Maldague J. C.: *Essais de dalles simples ou continues armées de différents types d'acier*. Bulletin d'information Nr. 44, Comité Européen du Béton, Paris, octombrie 1964.
[3] Petcu V.: *Calculul plastic al plăcilor armate cruciş*. Standardizarea, Vol. 14, nr. 4, 1962.
[4] Petcu V.: *Criterii de soluţionare a ecuaţiei de echilibru plastic a plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Vol. 18, nr. 2, 1965.

Precomprimarea elementelor liniare din beton armat prin încărcare

Conf. ing. A. Mihul, ing. C. Leonte, ing. C. Capatu şi ing. A. Cuciureanu
Filiala I.N.C.E.R.C. Iaşi   Catedra de beton armat – Institutul politehnic Iaşi

1. CU PRIVIRE LA UNELE LIPSURI PE CARE LE PREZINTĂ SISTEMELE DE PRECOMPRIMARE FOLOSITE ÎN PRACTICA ASAMBLĂRII ELEMENTELOR PREFABRICATE

Procedeele actuale de asamblare prin precomprimare a elementelor liniare de rezistenţă, alcătuite din panouri (bolţari) prefabricate, uzinate, cu ajutorul armăturilor postîntinse, pretensionate prin întinderea lor de la capete, prezintă unele dezavantaje în ceea ce priveşte tehnologia execuţiei şi asigurarea posibilităţilor de distribuţie raţională a tensiunilor iniţiale în beton în lungul elementelor.

Astfel, în ceea ce priveşte execuţia, pentru pretensionarea armăturii prin întinderea ei de la capete sînt necesare dispozitive şi mijloace de realizare a forţei de pretensionare, blocaje şi ancoraje speciale. Dificultăţile principale ce apar în procesul de precomprimare sînt datorate mai cu seamă faptului că armătura este, în prima fază, acţionată de presă printr-un dispozitiv special, montat la aceasta, şi apoi transferată în stare întinsă capătului grinzii, în general prin alt dispozitiv. Unele întreprinderi de construcţii, care nu sînt specializate în astfel de lucrări, întîmpină dificultăţi mari atunci cînd au de executat construcţii care au în alcătuirea structurii lor de rezistenţă elemente de beton precomprimat.

La sistemele precomprimate cu armătura postîntinsă, executate după procedeele folosite astăzi, nu se poate asigura totdeauna o precomprimare optimă în tot lungul elementelor. Acest dezavantaj este provocat atît de limitarea posibilităţilor de dispunere a armăturii pretensionate după traseele cele mai raţionale, din cauza frecărilor mari care apar, cît şi de imposibilitatea de a varia tensiunile în lungul armăturilor pretensionate corespunzător distribuţiei tensiunilor produse de încărcările din timpul exploatării. Frecările care se produc între armături şi pereţii canalelor fac ca, în general, în regiunile în care eforturile de întindere produse de încărcările de exploatare sînt maxime, eforturile unitare în armătura postîntinsă să fie minime. Ca exemplu, în figura 1 sînt prezentate diagramele de variaţie în lungul tălpii inferioare a forţei axiale produse de încărcările exterioare şi a efortului de pretensionare la o grindă cu zăbrele cu reazemele deasupra liniei centrului de greutate. Pentru a asigura forţa de precomprimare corespunzătoare în zonele în care întinderile produse de încărcările exterioare sînt maxime, trebuie sporită secţiunea armăturii pretensionate, care în celelalte zone depăşeşte uneori cu mult pe cea necesară.

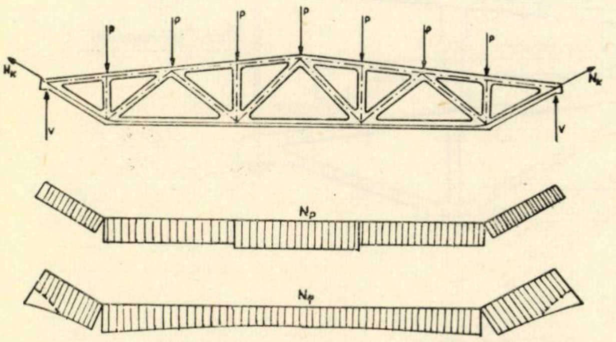


Fig. 1. Diagramele de variaţie ale forţelor axiale din încărcare şi din precomprimare

2. DESCRIEREA PROCEDEULUI DE PRECOMPRIMARE PROPUS

Pentru eliminarea unora dintre dezavantajele arătate, am experimentat un procedeu de precomprimare a elementelor alcătuite din panouri (bolţari) prefabricate, în care se înlocuieşte pretensionarea armăturii postîntinse prin întinderea ei de la capete cu întinderea acesteia prin încărcarea elementelor cu sarcinile de exploatare multiplicate cu un coeficient de supraîncărcare, prin care se iau în considerare pierderile de tensiuni posibile şi se realizează obţinerea siguranţei necesare la fisurare.

Procedeul a fost experimentat la grinzi cu zăbrele. Acestea se descompun în panouri (bolţari) care nu cuprind barele tălpii inferioare ce rămîn libere (fig. 2 a). După asamblarea panourilor, se dispune armătura pretensionată a tălpii inferioare sub forma unui tirant metalic ce trece prin golurile lăsate în nodurile inferioare ale grinzii şi se ancorează în nodurile marginale (fig. 2).

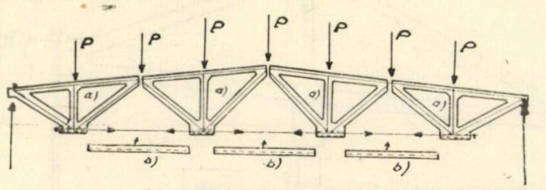


Fig. 2. Alcătuirea grinzilor cu zăbrele precomprimate prin încărcare

Prin încărcarea grinzii cu sarcinile de exploatare, multiplicate cu un coeficient de supraîncărcare, în armătura pretensionată se dezvoltă eforturi de întindere care sînt maxime la mijlocul deschiderii. După aceasta, menţinînd încărcarea constantă, se introduc barele prefabricate în formă de U ale tălpii inferioare (fig. 2 b), care se fixează cu ajutorul unor şaibe metalice sau de beton armat. La descărcare, armătura pretensionată precomprimă talpa inferioară a grinzii. Talpa inferioară poate fi realizată şi prin betonarea tirantului preîntins, descărcarea grinzii în acest caz făcîndu-se după întărirea betonului din tirant. După cum se observă, în acest caz, armătura pretensionată este preîntinsă, standul fiind format de însăşi grinda care se precomprimă. Acest mod de pretensionare a armăturii este asemănător cu cel folosit la executarea construcţiilor în arce cu tirant, la care tirantul se toarnă după descintrarea construcţiei. Ca durată de execuţie şi ca productivitate a muncii, sistemul realizat prin turnarea tirantului este inferior celui realizat prin introducerea în tirant a elementelor prefabricate. În ceea ce priveşte însă protecţia armăturii şi conlucrarea betonului cu armătura, apare superior.

Încărcarea cu sarcini a fiecărei grinzi în parte este dificilă, necesitînd standuri speciale. Această problemă se rezolvă însă uşor dacă se încarcă simultan două grinzi identice, fiecare constituind standul de încărcare pentru cealaltă*. Pe o platformă orizontală se asamblează două grinzi aşezate cu tălpile superioare alăturate (fig. 3), distanţa între ele fiind atît cît este necesar pentru dispunerea cricurilor mecanice sau hidraulice cu care se realizează încărcările. Reazemele grinzilor se leagă între ele cu juguri metalice. Între grinzi, în dreptul nodurilor se dispun cricurile care sînt legate toate la aceeaşi pompă, atunci cînd încărcările ce trebuie realizate sînt egale, sau la mai multe pompe, atunci cînd este necesar să se realizeze încărcări de valori diferite în dreptul nodurilor. După blocarea armăturilor pretensionate, urmează operaţia de încărcare a grinzilor. Cînd încărcările au ajuns la valorile stabilite, cricurile se blochează şi se introduc elementele prefabricate ale tălpii inferioare care se fixează cu şaibe metalice sau de beton armat. Transferul se realizează prin descărcarea grinzilor.

În cazul cînd se acceptă o structură mixtă, după pretensionarea armăturii se toarnă barele tălpii inferioare. Transferul se face după întărirea betonului (pe tot timpul întăririi betonului, cricurile — sau în locul acestora, un sistem de distanţare — sînt blocate pentru a menţine starea de tensiune introdusă iniţial). După cum s-a arătat, soluţia aceasta prezintă avantaje şi dezavantaje, urmînd a fi aplicată de la caz la caz.

3. AVANTAJELE PROCEDEULUI PROPUS

Procedeul propus permite folosirea unei tehnologii simple de execuţie a precomprimării, operaţia de pretensionare fiind redusă la o acţionare cu cricuri care sînt sprijinite direct pe talpa comprimată a grinzilor. Ancorajele se reduc în cazul cablurilor la dornuri metalice în buclele de capăt, iar în cazul barelor de oţel cu profil periodic, la eclise sudate la capetele lor. Precomprimarea se poate realiza în condiţiile oricărui şantier, fără a fi necesare amenajări costisitoare.

Precomprimarea prin încărcare permite realizarea unei repartiţii raţionale a tensiunilor în tot lungul elementelor. Se poate astfel obţine o bună concordanţă între eforturile produse de încărcările exterioare şi cele realizate în procesul de precomprimare pentru o anumită schemă de rezemare şi de încărcare (cea mai dezavantajoasă).

Datorită faptului că toată armătura se pretensionează simultan, se elimină pierderile de tensiuni ce rezultă în cazul pretensionării succesive a armăturilor. De asemenea se elimină inconvenientele care pot apărea atunci cînd armăturile nu se pot pretensiona cîte două simetric faţă de axa elementului.

Prin sistemul propus în cazul betonării tirantului pot fi asigurate condiţii mai bune de protecţie a armăturii ; în schimb productivitatea lucrărilor rezultă mai redusă.

Un avantaj esenţial al sistemului propus constă în faptul că toate elementele în procesul de precomprimare sînt totodată încercate la sarcini care sînt apropiate sau chiar egale cu valoarea sarcinilor maxime probabile de exploatare. În acest mod se face verificarea fiecărui element în parte, înainte de a fi montat în construcţie.

---

* Invenţie dosar Nr. 49.451/65. Certificat de autor nr. 44.343/1965.

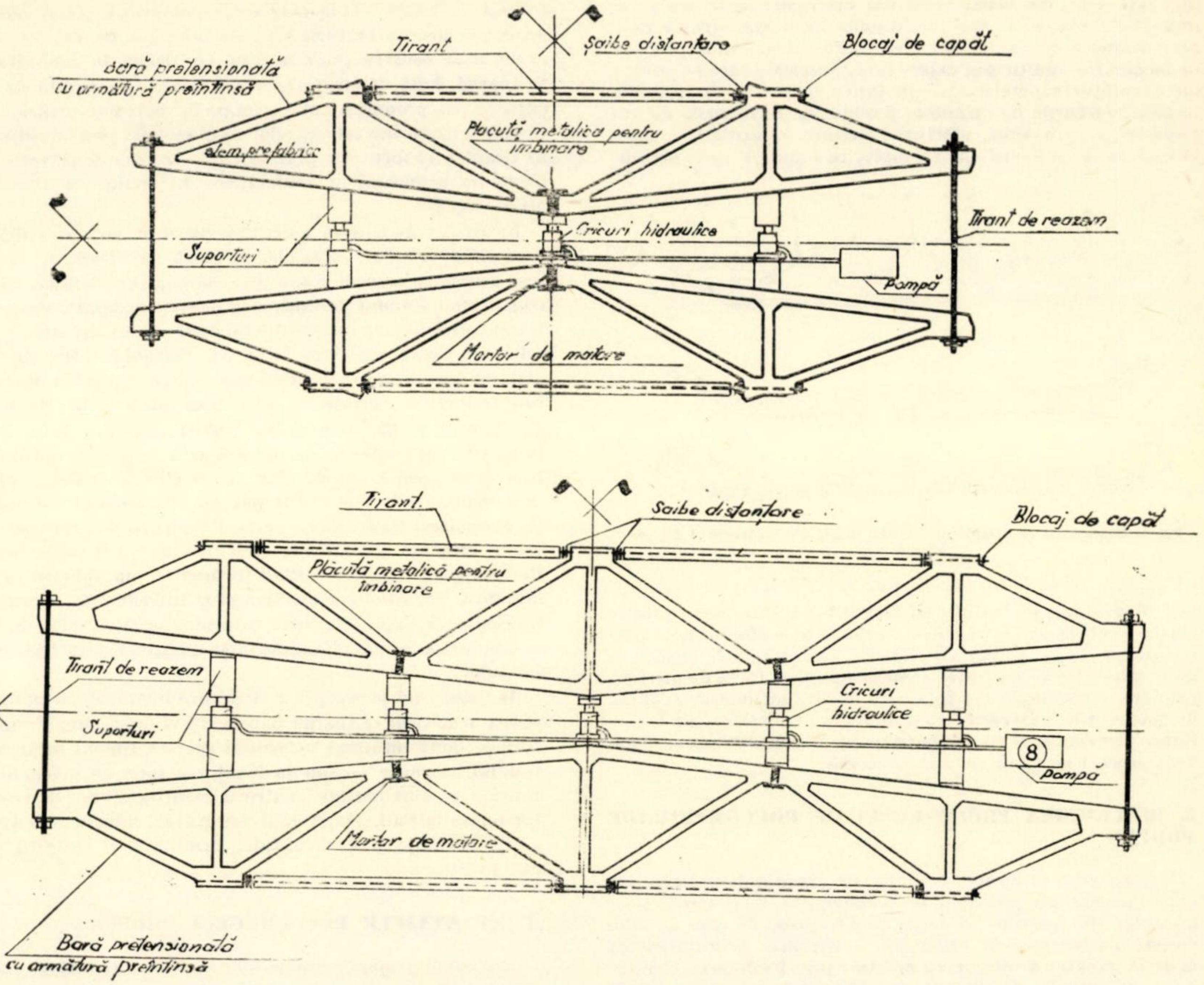
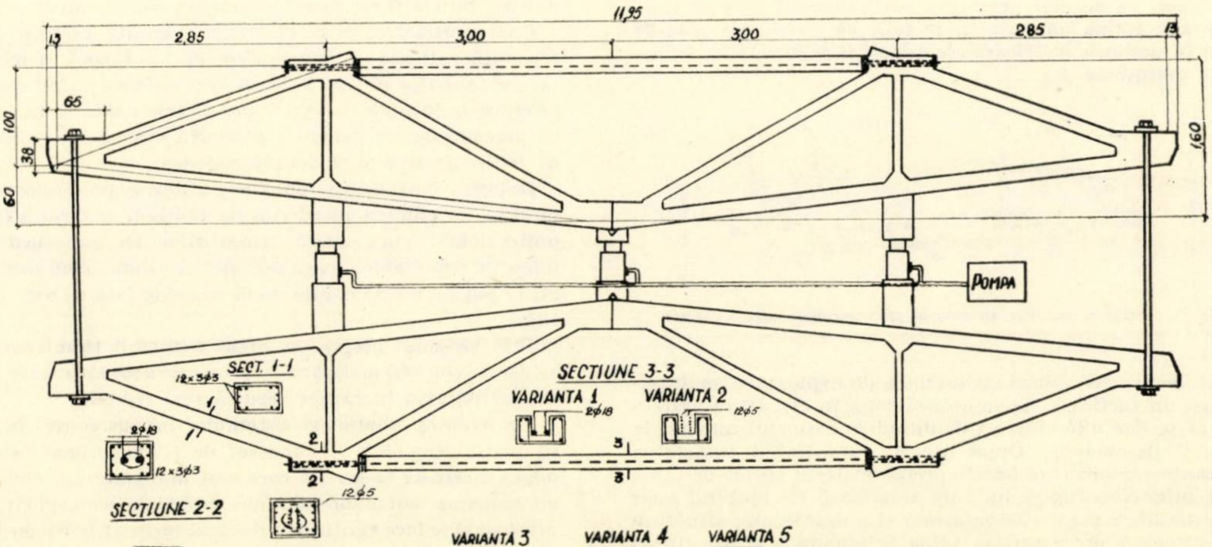

Bară pretensionată cu armătură preîntinsă
Tirant
Șaibe distanțare
Blocaj de capăt
Placută metalică pentru îmbinare
elem. prefabric
Cricuri hidraulice
Tirant de reazem
Suporturi
Pompă
Mortar de matare
Tirant.
Șaibe distanțare
Blocaj de capăt
Plăcuță metalică pentru îmbinare
Tirant de reazem
Suporturi
Cricuri hidraulice
8
Pompă
Mortar de matare
Bară pretensionată cu armătură preîntinsă

Fig. 3. Sistemul de încărcare a grinzilor la precomprimare

Fig. 4. Schema grinzilor cu zăbrele experimentale


11,95
15
2,85
3,00
3,00
2,85
15
65
100
38
60
1,60
POMPA
SECT. 1-1
12×3∅3
2∅18
12×3∅3
SECTIUNE 2-2
12×3∅3
4∅16
12∅5
SECTIUNE 3-3
VARIANTA 1
2∅18
VARIANTA 2
12∅5
VARIANTA 3
4∅16
SECT 4-4
VARIANTA 4
2∅18
VARIANTA 5
12∅5
1
2
3
4

4. CARACTERISTICILE GRINZILOR CU ZĂBRELE EXPERIMENTATE

Pentru experimentarea procedeului de precomprimare arătat s-au confecționat grinzi cu zăbrele cu deschiderea de 12 m (fig. 4), cu talpa inferioară poligonală, cu reazemele deasupra liniei centrului de greutate al grinzii, ale căror avantaje în ceea ce privește stabilitatea la montare cît și comportarea sub sarcini în timpul exploatării sînt cunoscute.

Grinda este alcătuită din două panouri prefabricate (fig. 5) cu bara înclinată (a tălpii inferioare), precomprimată cu o armătură pretensionată formată din 12 lițe a cîte 3 Ø 3 mm din oțel SBP I, din beton B 400 și o bară în formă de uluc care realizează partea orizontală a tălpii inferioare.

În nodurile panourilor care corespund tălpii inferioare a grinzii se prevăd goluri prin care trece armătura pretensionată cu care se realizează precomprimarea și asamblarea elementelor prefabricate ale grinzii cu zăbrele. La părțile dinspre reazeme ale nodurilor sînt fixate plăcuțele metalice pe care reazemă ancorajul armăturii pretensionate.

La nodul de coamă pe partea superioară a grinzii sînt dispuse plăcuțe metalice necesare pentru realizarea îmbinării din zona comprimată.

Armătura pretensionată în partea orizontală a tălpii inferioare a grinzii cu zăbrele s-a realizat din bare cu profil periodic din oțel PC 52 îmbunătățit prin calibrare forțată. Se pot folosi bare din oțel PC 90 ca și sîrmele sau lițele din oțel SBP. Armătura pretensionată s-a realizat din oțel OL 38.

5. EXECUTAREA PANOURILOR PREFABRICATE

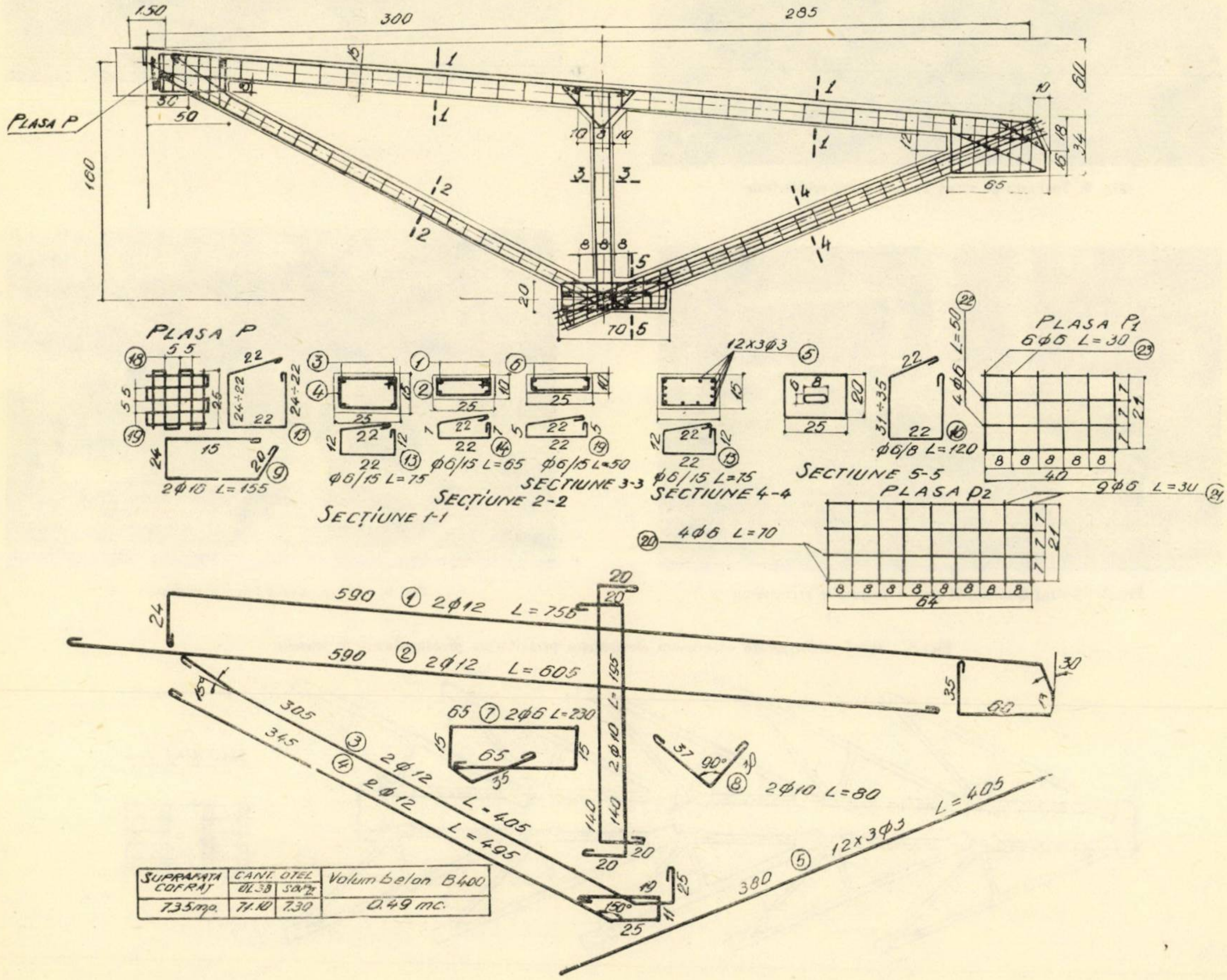
Panourile prefabricate din care s-au alcătuit grinzile cu zăbrele, pe care s-a experimentat procedeul de precomprimare arătat, s-au executat pe standul de precomprimare al filialei INCERC Iași și al Facultății de construcții din Iași (fig. 6). Armăturile pretensionate formate din cîte 12 lițe a cîte 3Ø3 mm din oțel SBP I s-au întins cu ajutorul cricurilor mecanice și s-au blocat cu blocaje de tip pană în culeele standului. Efortul unitar de control s-a măsurat cu ajutorul unui dinamometru de 3 tf. Pentru turnarea betonului s-au utilizat cofraje demontabile (fig. 7).

În figura 8 este prezentată propunerea de execuție a unor astfel de elemente pe standuri de lungime redusă în pachete, care oferă avantajele cunoscute.

6. ASAMBLAREA ȘI PRECOMPRIMAREA GRINZILOR CU ZĂBRELE EXPERIMENTATE

Precomprimarea grinzilor s-a realizat astfel : pe o platformă de beton s-au așezat elementele prefabricate astfel încît să se obțină cîte două grinzi cu zăbrele alăturate, cu tălpile superioare apropiate, dispuse simetric față de axa longitudinală (fig. 9 a, b, c). S-au realizat îmbinările de la nodurile tălpilor superioare ale celor două grinzi prin sudarea plăcuței metalice (de la partea superioară a tălpii) și s-au introdus în tălpile inferioare armăturile pretensionate confecționate din bare de oțel PC 52, calibrate, cu diametrul de 25 mm. Ancorajele realizate din eclise de oțel s-au sudat la capetele barelor la distanță egală cu lungimea părții orizontale a tălpii inferioare.

Fig. 5. Detalii de execuție pentru panourile grinzilor cu zăbrele experimentale


150
300
285
PLASA P
30
50
100
60
10
1
2
3
4
5
8 8 8
20
70 5
65
PLASA P
55
22
24÷22
26
15
20
2Ø10 L=155
Ø6/15 L=75
SECȚIUNE 1-1
Ø6/15 L=65
Ø6/15 L=50
SECȚIUNE 2-2
SECȚIUNE 3-3
12x3Ø3
Ø6/15 L=75
SECȚIUNE 4-4
25
20
31÷35
Ø6/8 L=120
SECȚIUNE 5-5
4Ø6 L=50
PLASA P1
6Ø6 L=30
8 8 8 8 8
40
PLASA P2
9Ø6 L=30
4Ø6 L=70
8 8 8 8 8 8 8 8
64
590 ① 2Ø12 L=755
590 ② 2Ø12 L=605
305
345
③ 2Ø12 L=405
④ 2Ø12 L=495
65 ⑦ 2Ø6 L=230
2Ø10 L=195
140
⑧ 2Ø10 L=80
90°
380
⑤ 12x3Ø3 L=405
150°
25
30
60
35

SUPRAFAȚA COFRAJ	CANT. OȚEL		Volum beton B400
	OL 38	SBP I	
7.35 mp.	71.10	7.30	0.49 mc.

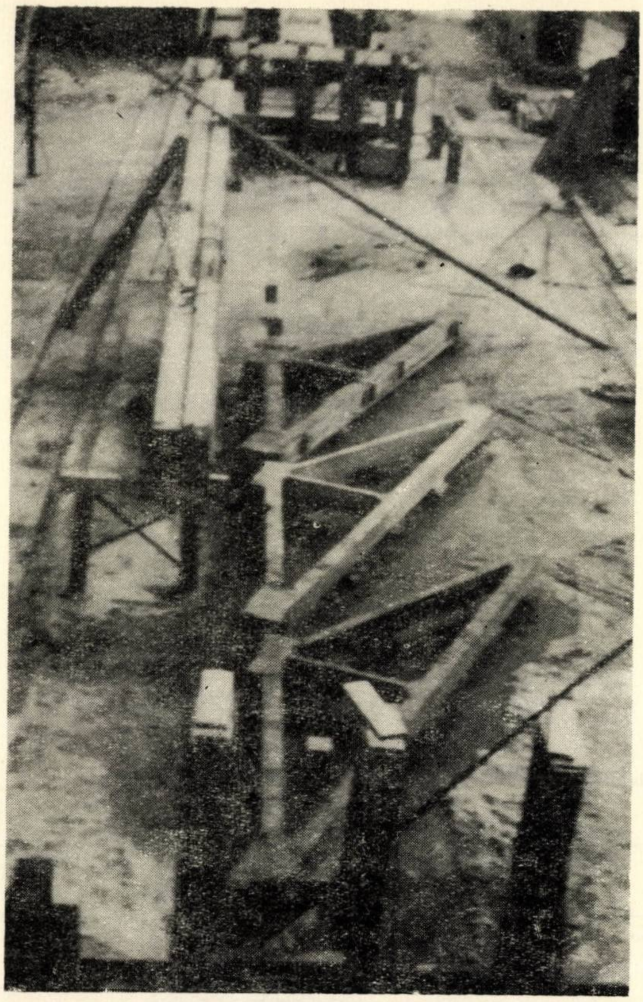


Fig. 6. Turnarea pe stand a elementelor prefabricate

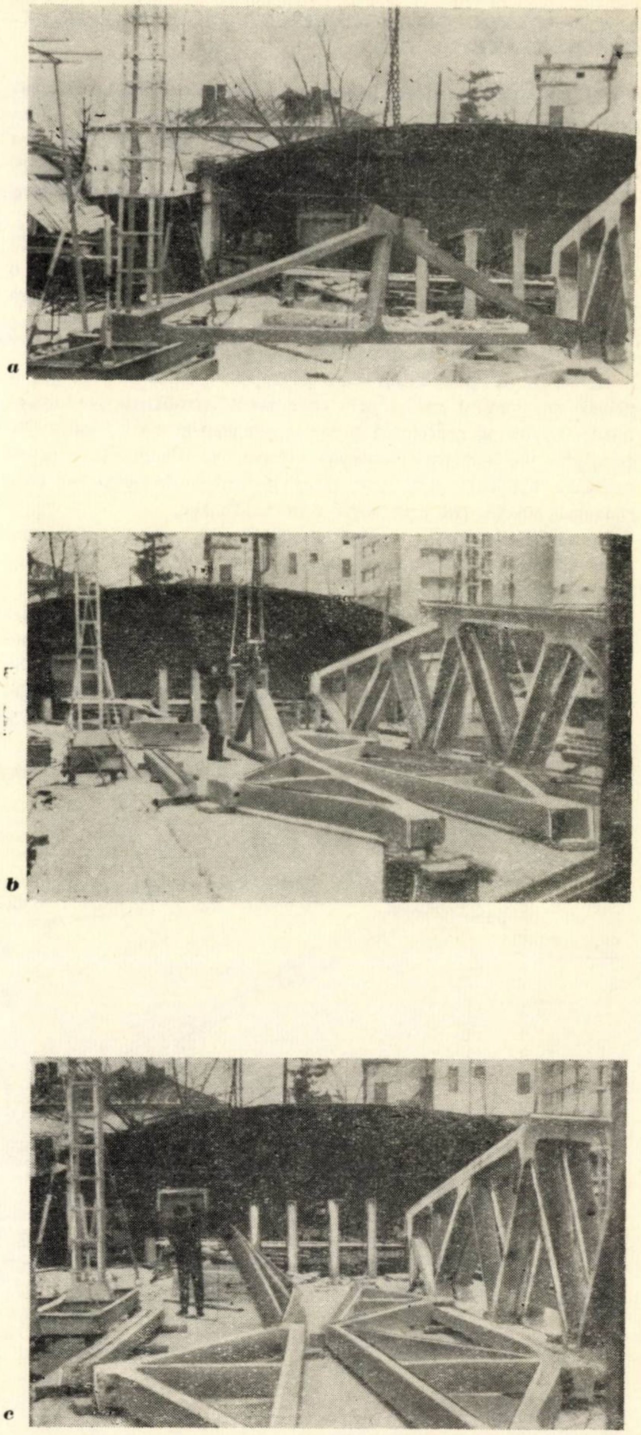


Fig. 9. a, b, c, Asamblarea grinzilor

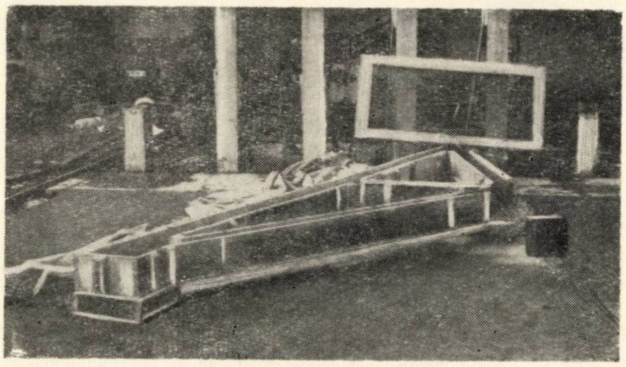
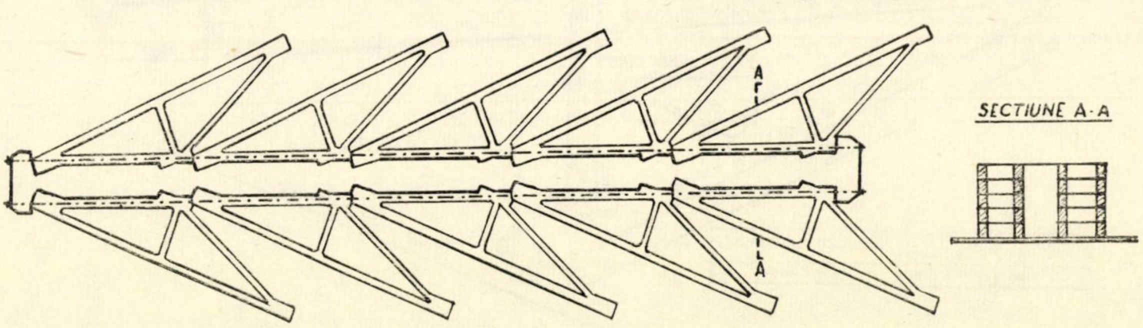


Fig. 7. Cofraj demontabil pentru panourile prefabricate

Fig. 8. Stand mobil pentru executarea elementelor prefabricate precomprimate în pachete



Pentru realizarea încărcărilor necesare precomprimării grinzilor s-au dispus între cele două grinzi, în dreptul nodurilor tălpii superioare trei cricuri hidraulice identice, de cîte 40 tf fiecare, care au fost racordate la o singură pompă (fig. 10).

Reazemele s-au realizat cu ajutorul unor bride cu care s-au legat între ele nodurile de reazem ale celor două grinzi (fig. 10). Forţa de pretensionare în armătură s-a realizat prin încărcarea cu sarcinile maxime probabile de exploatare, care au fost măsurate cu ajutorul unui manometru montat la pompa cu care s-au acţionat cricurile hidraulice. De asemenea s-au măsurat alungirile totale ale armăturilor pretensionate cu ajutorul microcomparatoarelor montate în dreptul rosturilor dintre elementele prefabricate de la talpa inferioară a grinzilor cu zăbrele şi prin măsurarea directă cu centimetrul.

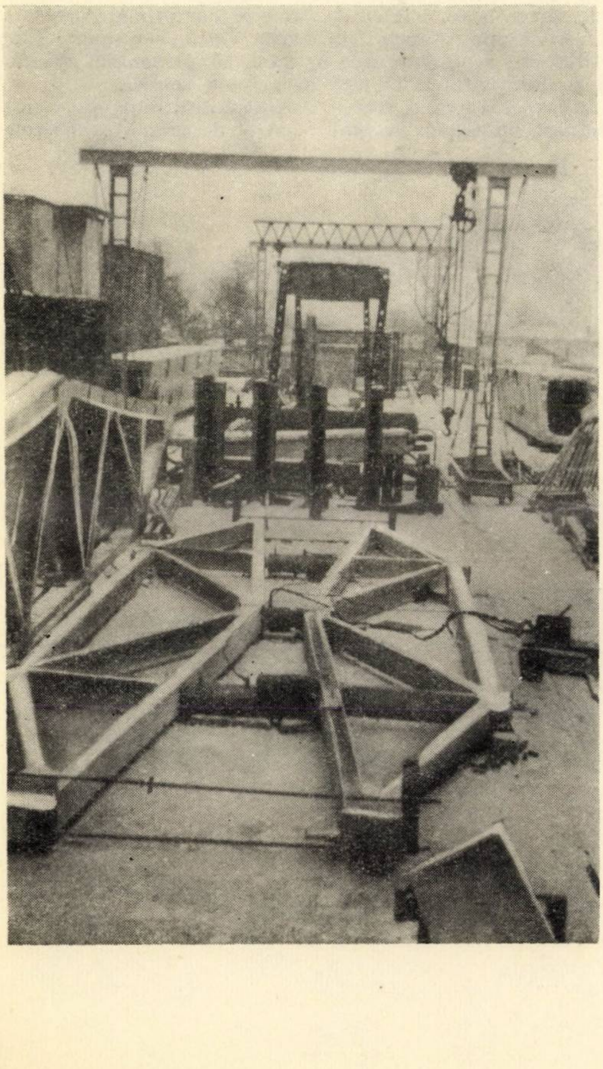
S-a făcut mai întîi o încărcare în trepte pînă la sarcina de exploatare normată, pentru a vedea cum se comportă sistemul, şi apoi s-a trecut la încărcarea în trepte pînă la sarcina maximă probabilă ce ar putea acţiona asupra grinzilor în timpul exploatării. În momentul cînd s-a ajuns la sarcina maximă probabilă de exploatare s-a introdus elementul prefabricat cu secţiunea U. Rosturile rămase între capătul elementului cu secţiunea în U şi nodul elementului grinzii cu zăbrele s-au completat cu şaibe de oţel executate după forma secţiunii transversale a tălpii inferioare a fermelor (fig. 11).

Transferul s-a realizat prin descărcarea sistemului. După transfer, canalul în care s-a dispus armătura pretensionată a fost umplut cu mortar.

Altă pereche de grinzi a fost realizată prin betonarea armăturilor după pretensionarea lor, transferul fiind realizat după întărirea betonului din tirant. În intervalul în care s-a întărit betonul din tirant, cricurile au fost blocate mecanic în poziţia de încărcare.

După transfer, grinzile au fost ridicate în poziţie verticală (fig. 12), două dintre ele fiind încărcate pînă la pierderea capacităţii de rezistenţă.

Fig. 10. Dispunerea cricurilor hidraulice şi racordarea lor la pompă



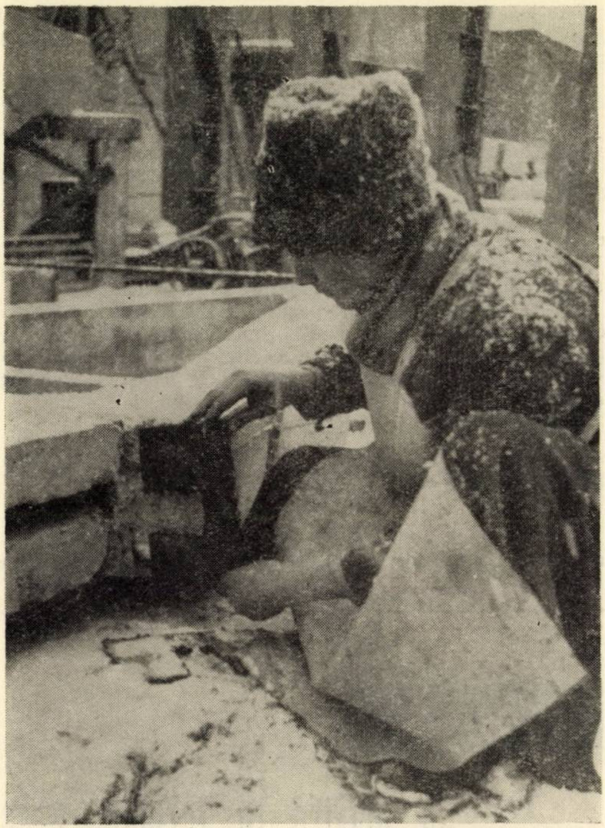


Fig. 11. Introducerea şaibelor metalice în rosturile tălpii inferioare

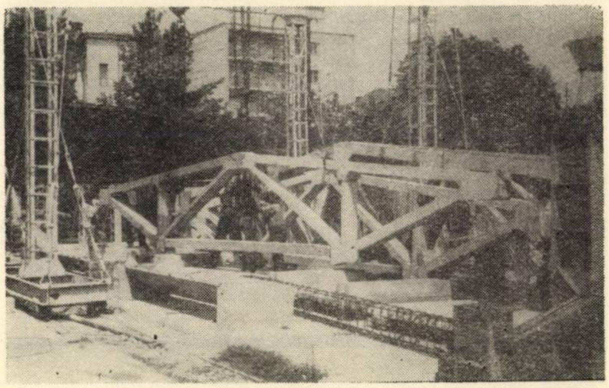


Fig. 12. Aspectul grinzilor precomprimate

7. REZULTATE EXPERIMENTALE OBŢINUTE

Grinzile experimentale au fost calculate în ipoteza încărcării lor cu sarcinile normate, transmise concentrat în noduri prin pane, avînd valoarea $p^n = 5{,}85$ tf.

Sarcinile de calcul s-au considerat de 7,50 tf.

Corespunzător încărcării cu sarcinile de calcul rezultă în talpa inferioară o forţă axială de întindere $N = 26{,}700$ tf.

La această forţă de întindere se produce o alungire a tirantului format numai din armătura pretensionată, fără conlucrarea cu betonul, de :

$$\Delta l = \frac{N_1}{E_p A_p} = \frac{26\,700 \times 680}{2\,100\,000 \times 4{,}909} = 1{,}75 \text{ cm.}$$

Săgeata calculată, produsă de sarcinile de calcul, este :

$$f_{l/2} = 0{,}578 \text{ cm.}$$

Din măsurătorile efectuate la precomprimare, au rezultat, pentru încărcarea cu sarcinile de calcul, următoarele alungiri : la grinzile cu tirantul prefabricat :

— la grinda 1, $\Delta l_1 = 17$ mm, — la grinda 2, $\Delta l_2 = 19$ mm ; la grinzile cu tirantul executat din beton armat monolit :

— la grinda 1, $\Delta l_1 = 18{,}3$ mm, — la grinda 2, $\Delta l_2 = 19{,}1$ mm.

Lungirile armăturilor obţinute experimental sînt apropiate de alungirile calculate.

Săgeata măsurată corespunzător încărcărilor de calcul a fost de 4,58 cm, aproximativ de opt ori mai mare decît cea rezultată din calcule. Aceasta se datoreşte deformaţiilor locale care s-au produs în rosturile de îmbinare dintre elemente.

La încercarea grinzilor în poziţie verticală pînă la pierderea capacităţii de rezistenţă s-au obţinut următoarele rezultate : sarcina de fisurare $3 \times 7{,}1$ tf, coeficient de siguranţă $c_f = 1{,}39$, sarcina de rupere $3 \times 13{,}8$ tf, coeficient de siguranţă $c = 2{,}4$.

8. CONCLUZII

— Procedeul experimentat se referă la pretensionarea armăturilor sistemelor liniare alcătuite din panouri prefabricate, prin încărcarea simultană a două elemente identice prin intermediul unor cricuri hidraulice dispuse în dreptul punctelor de aplicaţie ale forţelor exterioare.

— Pretensionarea armăturilor prin încărcarea sistemelor faţă de pretensionarea armăturilor prin întinderea lor de la capete prezintă unele avantaje dintre care reţinem : se simplifică tehnologia de pretensionare, se elimină necesitatea prinderii armăturilor la corpul sau pistonul de acţionare a presei şi apoi de transmitere la grindă, se poate reduce numărul de blocaje la două, forma lor fiind foarte simplă (de ex. sub formă de bolţi), se asigură realizarea unei distribuţii raţionale a tensiunilor din precomprimare în tot lungul elementului, o dată cu precomprimarea se face şi încercarea elementelor piesă cu piesă la sarcina maximă probabilă de exploatare.

— Verificarea tehnologiei de execuţie a sistemului de precomprimare, propus la grinzile cu zăbrele experimentale şi încercate pînă la pierderea capacităţii de rezistenţă, a scos în evidenţă posibilitatea introducerii sistemului studiat în practică.

Prin faptul că utilajul pentru precomprimare se reduce la cele mai simple cricuri hidraulice, iar tehnologia de precomprimare este foarte simplă, procedeul poate fi aplicat pe orice şantier din ţară, fiind accesibil tuturor întreprinderilor de construcţii.

NOTE

Cu privire la fermele precomprimate ale halelor universale

(consideraţii critice asupra noului catalog IPCT 2066)

În prezent, mari suprafeţe de hale industriale se execută cu folosirea fermelor precomprimate cuprinse în catalogul IPCT 2032. Ferma tip cea mai des aplicată din sortimentul oferit de acest catalog s-a dovedit a fi cea de 18 m deschidere, pe care o considerăm în cele ce urmează drept reprezentativă pentru structura adoptată de proiectant (fig. 1).

În viitor, acest catalog de ferme precomprimate urmează a fi înlocuit prin catalogul IPCT 2066. Ferma corespunzătoare de 18 m este reprezentată în figura 2. Să prezentăm avantajele şi dezavantajele ei faţă de actuala soluţie.

În favoarea noului proiect 2066 pledează, după aprecierea autorului, un singur avantaj : centrul de greutate al ferme

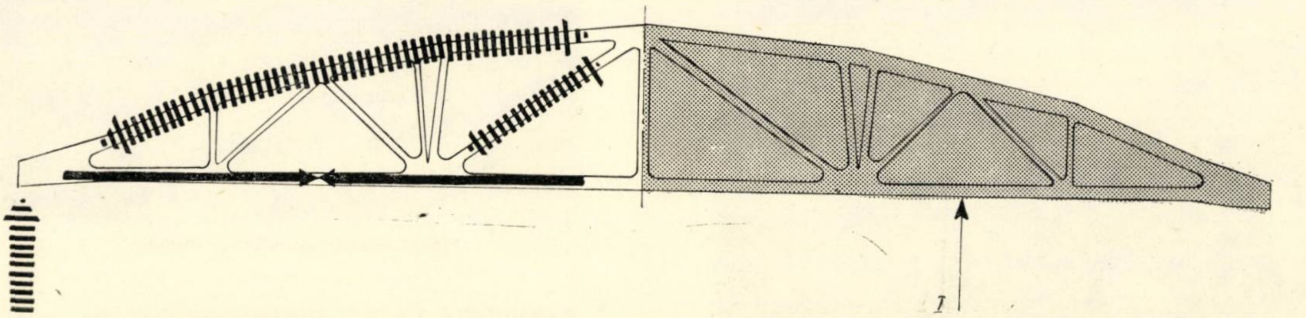


Fig. 1

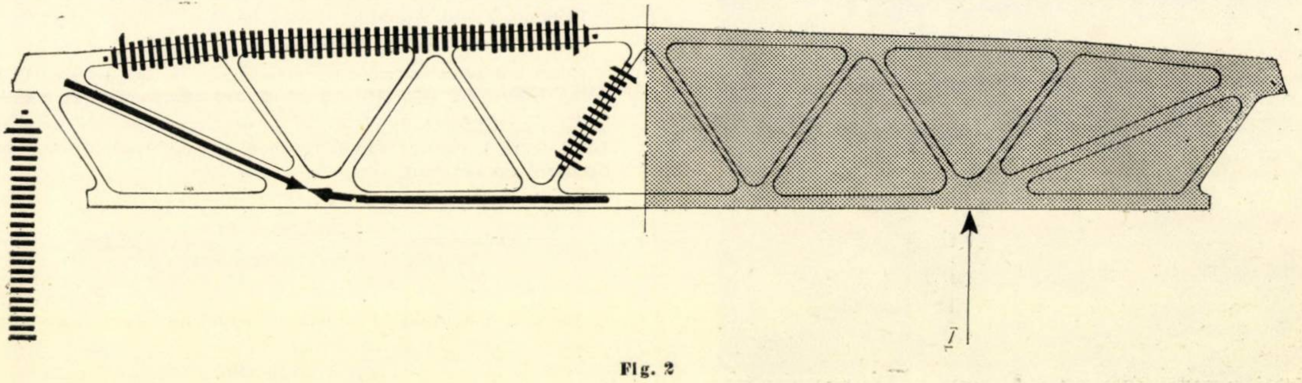


Fig. 2

fiind sub linia reazemelor, se asigură stabilitatea ei în timpul montajului, nemaifiind necesară nici un fel de fixare provizorie de șantier. *

Dezavantajele, în schimb, sînt multiple. Într-adevăr :

1. La o aceeaşi înălţime utilă H a halei, volumul de încălzit este mai mare (a se compara suprafeţele poşate ale jumătăţilor din dreapta ale desenelor).

2. La o aceeaşi înălţime utilă H a halei, înălţimea stîlpilor şi a pereţilor exteriori se înalţă cu aproape 2 m.

3. Scurgerea eforturilor din încărcarea acoperişului se face pe o cale mai ocolită şi astfel mai nefirească (a se compara schematizările pe jumătăţile din stînga ale desenelor).

4. Realizarea canalelor curbate ale fasciculelor ridicate este mai dificilă decît cea a canalelor drepte la vechea fermă.

5. La tensionarea fasciculelor intervin frecările din dreptul punctelor de ridicare, diminuînd sensibil efortul de precomprimare disponibil la mijlocul deschiderii. Fasciculele drepte ale vechilor ferme prezentau frecări minime.

Tabela 1

Catalog		2032			2066	
Tipul fermei		F 18–75	F 18–100	F 18–125	F 18–I–6	F 18–II–6
Beton	m³	2,963	2,963	3,465	3,939	2,999
OL 38	kg	551,8	551,8	572,6	596,8	565,2
PC 60	kg	—	—	—	105,3	65,0
Laminate	kg	86,4	86,4	92,2	99,5	88,5
SBP I	kg	—	—	—	183,0	122,0
SBP II	kg	102,2	136,5	170,5	—	—
Panouri (bare) componente		2 × tip 1 1 × tip6	2 × tip1 1 × tip6	2 × tip2 1 × tip7	2 × P_3 1 × B_2	2 × P_5 1 × B_3
Încărcare admisibilă în tone	nod sup.	7,00	9,00	11,20	8,09	7,02
	nod inf.	1,11	1,11	1,23	4,23	1,35

Tabela 2

	Fermă grea			Fermă ușoară		
	F 18–125	F 18–I–6	creștere	F 18–75	F 18–II–6	creștere
Beton m³	3,465	3,939	+13,7 %	2,963	2,999	+1,2 %
Oţel* kg	664,8	801,6	+20,6 %	638,2	718,7	+12,6 %
SBP I kg	155,0**	183,0	+18,1 %	92,0**	122,0	+32,6 %

Obs. *exclusiv SBP

**SBP II a fost echivalată cu SBP I prin înmulţirea greutăţilor cu raportul rezistenţelor normate $R^n_{pII}/R^n_{pI} = 15\,000/16\,500 = 0,91$

6. Din punct de vedere tehnologic, cel mai neplăcut dezavantaj al noilor ferme este faptul că asamblarea lor, cuprinzînd operaţiile de aşezare a panourilor, de matare a rosturilor, de sudare a plăcilor metalice, de introducere şi tensionare a fasciculelor şi de injectare a canalelor, face necesară :

— existenţa sub capetele fermelor a unor capre de inventar cu ciclu relativ lung de imobilizare, înalte de circa 2 m şi suficient de puternice pentru a susţine întreaga greutate a fermei, precum şi

— efectuarea la această înălţime de 2 m a unora din operaţiile mai sus citate, care în tehnologia soluţiei vechi se efectuează la sol.

7. Comparînd consumurile de materiale ale fermelor de 18 m facem constatarea surprinzătoare că şi din punctul de vedere al acestora structura preconizată de noul catalog este net inferioară celei din vechiul catalog. În acest scop se dau în tabela 1 mai întîi consumurile de materiale conform proiectelor. Alegînd drept criteriu de echivalare a tipurilor de ferme suma sarcinilor admisibile (normate) la un nod superior şi unul inferior, se constată că F 18—I—6 (12,32 t) este comparabilă cu F— 18—125 (12,43 t), iar F 18—II—6 (8,37 t) este comparabilă cu F 18—75 (8,11 t).

Rezultatul comparaţiilor respectiv pentru fermele grele şi uşoare este trecut în tabela 2. Se constată o creştere apreciabilă în special a consumului de oţel, care — mai cu seamă în privinţa SBP — este cu atît mai ciudată, cu cît înălţimea fermei la mijlocul deschiderii a fost mărită cu 10 %, iar pentru unele încărcări s-a ţinut seamă de continuitate deasupra reazemelor. Mai trebuie amintit că şi actualul catalog de ferme este rezultatul unei „îmbunătăţiri" a catalogului ISCAS (4225/I—4226/I) şi care s-a soldat, la timpul său, tot cu o mărire a consumurilor de materiale. Este adevărat că au fost eliminate din sortiment, cu acea ocazie, arcele ale căror panouri duceau la numeroase rebuturi în timpul montajului ; la fel de adevărat este însă că grinzile cu zăbrele ale catalogului 4225/I—4226/I se comportau la fel de bine ca şi cele ale catalogului 2032, actualmente în vigoare. Orientarea proiectantului spre elemente de acoperiş din ce în ce mai grele este reflectată cel mai bine în lăţimea crescîndă a panourilor de la 25 cm (catalog 4225/I — 4226/I) în 1960 la 32 cm (catalog 2032) în 1963 şi, în sfîrşit, pînă la 38 cm (catalog 2066) în 1966 trebuie considerată profund greşită şi combătută cu tărie.

În situaţia de mai sus, autorul ridică problema oportunităţii propusei schimbări de catalog şi o supune discuţiei cititorilor.

Ing. Gert KESSLER
IPEC — Braşov

---

* Se mai afirmă că noua fermă, prin faptul că reduce adîncimea doliei ce ia fiinţă în lungul halelor cu mai multe deschideri, ar crea condiţii mai avantajoase pentru realizarea unei protecţii hidrofuge eficace prin evitarea aglomerărilor locale de zăpadă şi gheaţă. Consider că o izolaţie hidrofugă executată corect este singura cale de rezolvare raţională a acestei probleme.

CRONICA

Sesiunea Grupei de încercări nedistructive a RILEM de la Aachen

Între 26 şi 28 aprilie 1966 a avut loc la Aachen (R. F. a Germaniei), în organizarea Institutului de cercetări de construcţii al Universităţii tehnice din Aachen, sesiunea Grupei de lucrări de încercări nedistructive a RILEM.

La lucrările sesiunii au participat următorii specialişti: dr. R. Jones (Anglia) preşedintele grupei de lucru, precum şi dnii: T. A. Forrester şi K. Kolek (Anglia), dr. P. Catharin (Austria), A. Coune, V. Depauw şi G. Huyghe (Belgia), L. Petrov şi St. Stamenov (R. P. Bulgaria), dr. A. Hönig şi dr. T. Javor (R. S. Cehoslovacă), E. Trudsö (Danemarca), G. Dawance şi M. Mamillan (Franţa), prof. K. Wesche, dr. Frenking, dr. H. Kottas şi dr. H. Weigler (R. F. a Germaniei), prof. E. Pohl (R. D. Germană), J. C. Wiebenga (Olanda), dr. L. Brunarski (R. P. Polonă), dr. I. Făcăoaru (R. S. România), B. Kochis (R. P. Ungară).

De asemenea au mai participat la lucrări în calitate de observatori dnii : Luhr, Manns, Mamgel şi R. Prickartz, membri ai corpului didactic al Universităţii tehnice din Aachen şi ai altor instituţii ştiinţifice din localitate.

Lucrările sesiunii au cuprins comunicări şi discuţii grupate pe următoarele tematici :

1. Metode de rezonanţă
2. Metode ultrasonice de impuls
3. Metode combinate
4. Metode radioactive
5. Metode electrice
6. Metoda undelor de suprafaţă
7. Metode magnetice.

În cadrul tematicii referitoare la metodele de rezonanţă au fost discutate trei comunicări prezentate de G. Martincek [1], M. Pokorny [2] şi L. Brunarski [3].

Comunicarea lui G. Martincek [1] s-a referit la determinarea modulului dinamic de elasticitate prin metoda rezonanţei pe prisme scurte şi cuburi. Pentru determinarea frecvenţelor proprii ale epruvetelor prismatice supuse la vibraţii longitudinale, autorul foloseşte două ecuaţii de gradul 6 care îi permit să determine prin cele şase rădăcini pozitive seria de şase vibraţii fundamentale longitudinale ale unei prisme de secţiune dreptunghiulară. În cazul cuburilor, numărul lor se reduce la patru. Sînt daţi de asemenea noi factori de corecţie pentru vibraţiile de încovoiere.

În discuţiile purtate la această comunicare, prof. E. Rohl a subliniat dificultăţile experimentale ce apar în excitarea şi identificarea rezonanţelor cuburilor.

În comunicarea lui M. Pokorny [2] este prezentat un aparat care permite măsurarea frecvenţei de rezonanţă a vitezei de fază şi a constantei de atenuare a undelor longitudinale de încovoiere sau de torsiune în materiale. Cu ajutorul acestor mărimi pot fi calculate constantele E (modul de elasticitate dinamic), G (modul de elasticitate la lunecare), M (coeficientul lui Poisson dinamic) precum şi δ (decrementul logaritmic ce exprimă atenuarea vibraţiilor în material). Gama mare de frecvenţe pe care lucrează aparatul permite efectuări de determinări pe un interval larg de dimensiuni ale epruvetelor. Autorul subliniază perspectiva folosirii metodei la măsurători de grosimi în plăci cu ajutorul vitezei de fază.

În comunicarea făcută de dr. Brunarski [3] referitoare la recomandările de standardizare a metodelor de rezonanţă a fost prezentată o sinteză a informaţiilor culese din diferite ţări care au normate aceste metode de încercare şi anume : Marea Britanie, Statele Unite ale Americii, Japonia, Uniunea Sovietică, Cehoslovacia şi Polonia, împreună cu propunerile pentru adoptarea unor recomandări unice privind : caracteristicile aparaturii de încercare, forma şi dimensiunea epruvetelor, modul de rezemare şi poziţiile emiţătorului şi receptorului, simbolurile şi unităţile folosite în relaţiile de calcul, relaţiile de calcul pentru determinarea constantelor elastice, inclusiv factorii de corecţie corespunzători. S-a hotărît ca fiecare membru al grupei să studieze comunicarea prezentată de dr. Brunarski şi să-i trimită în scris observaţiile sale pînă la sfîrşitul anului 1966, autorul urmînd să examineze aceste observaţii, să modifice raportul în concordanţă cu părerile exprimate, să-l supună discuţiei şi apoi să fie publicat în Buletinul RILEM.

★

În cadrul tematicii referitoare la metodele ultrasonice de impuls au fost prezentate 9 comunicări de : F. J. Reiding [4], [5], A. Pavlik [6], A. Galan [7], B. Kochis [8], H. Weigler şi E. Kern [9], T. Javor [10], I. Făcăoaru [11], R. Jones [12].

Prima comunicare, a lui F. J. Reiding [4], a prezentat unele modificări ale aparatului pentru încercarea betonului cu ultrasunete tip Cawkell care fac posibilă folosirea unor cabluri de 50 m lungime pentru conectarea palpatorilor la aparat. Calea pe care se realizează acest lucru o constituie introducerea pe traiectul cablului fiecărui palpator la mică distanţă de acesta (aproximativ 2 m), a unui preamplificator de gabarit redus, care ridică semnalul recepţionat la un nivel care îl face apt pentru atacarea emiţătorului sau pentru transmiterea pe distanţă mare a semnalului la aparat.

În a doua comunicare a lui F. J. Reiding [5] a fost prezentat un aparat pentru încercarea betonului cu ultrasunete în metoda de suprafaţă. Fixarea celor doi palpatori ai aparatului pe un cadru permite ca măsurătoarea să poată fi făcută cu un singur om ca personal ajutător. Citirile timpilor de propagare se fac automat şi sînt prezentate în formă digitală.

Comunicarea lui A. Pavlik [6] a fost axată pe ideea, cunoscută de altfel, că modificările vitezei de propagare, deci şi ale modulului de elasticitate dinamic se leagă mai intim de compactitatea betonului decît de rezistenţa lui mecanică. Definind compactitatea betonului H_b ca

$$H_b = \frac{V_c + V_{ag} + V_{apă}}{V_b}$$

unde : V_c este volumul cimentului din element
V_{ag} — volumul agregatului din element
$V_{apă}$ — volumul apei din element
V_b — volumul betonului din element,

ceea ce este de asemenea criticabil, din cauză că V_c şi $V_{apă}$ se interinfluenţează ca urmare a reacţiilor de hidratare ce au loc, iar o parte din $V_{apă}$ se pierde prin evaporare. El a găsit o relaţie liniară între E_{din} şi H_b. În cursul discuţiilor s-a arătat de asemenea că această relaţie nu poate fi unică şi că ea va fi influenţată de natura agregatului folosit, de umiditatea betonului şi probabil şi de proporţiile amestecului.

Comunicările prezentate de A. Galan [7] şi B. Kochis [8] au tratat teme similare şi anume posibilitatea de a folosi măsurătorile de atenuare ale ultrasunetelor pe lîngă măsurătorile de viteză de propagare pentru a îmbunătăţi corelaţia dintre mărimile nedistructive măsurate şi rezistenţa betonului. În ambele cazuri se recomandă drept metodă de măsurare a atenuării decrementul logaritmic al unei succesiuni de impulsuri reflectate. În comunicarea [7] se mai arată că măsurătoarea este simplă şi independentă, de forma geometrică, dacă raportul dintre lungimea traiectoriei şi latura minimă a secţiunii transversale este mai mic decît 4 : 1.

Comunicările au stîrnit multe controverse şi discuţii, fiind exprimate diferite rezerve asupra dependenţei rezultatelor de tehnica de măsură şi de aparatura utilizată, de starea suprafeţelor asupra limitării măsurătorilor la forme apropiate de cea cubică şi la grosimi de beton relativ reduse. Numeroşi membri ai Grupei s-au angajat să urmeze liniile arătate în comunicări pentru a verifica rezultatele prezentate.

Comunicările prezentate de H. Weigler şi E. Kern [9] şi de T. Javor [10] au fost consacrate încercării „in situ'' a structurilor sau elementelor de beton armat. În comunicarea [10] au fost prezentate rezultatele obţinute în aplicarea metodelor de impuls la construcţia unui pod de beton precomprimat, la care viteza de execuţie era dependentă de atingerea unei anumite rezistenţe de către betonul din structură. Metodele nedistructive şi-au dovedit cu acest prilej eficienţa, furnizînd date continue privind calitatea şi rezistenţa betonului din lucrare, iar metodele ultrasonice s-au arătat apte să urmărească evoluţia întăririi betonului în timp.

Comunicarea [9] expusă de H. Weigler a inclus rezultate obţinute în încercarea a diferite betoane vechi, de compoziţii diferite, folosindu-se relaţii unice de transformare viteză—rezistenţă, independente de compoziţia betonului încercat. Cum era de aşteptat, o asemenea metodă nu a dat rezultate satisfăcătoare. Sînt evidenţiate sau menţionate, în schimb, în lucrare posibilităţile metodei în domeniul defectoscopiei betonului în special al identificării golurilor sau a distrugerilor din structură provocate de coroziune, îngheţ-dezgheţ sau foc. Comunicarea a suscitat vii discuţii, numeroşi participanţi printre care şi delegatul român arătînd că nu este de aşteptat să se obţină vreodată o relaţie directă numai între viteza de propagare a ultrasunetelor şi rezistenţa betonului, independentă de compoziţia betonului încercat.

Dl. Petrov a arătat că metoda ultrasonică este recomandabil să fie aplicată la vîrste pînă la 10 zile şi că o deosebită atenţie trebuie acordată prelucrării statistice a împrăştierii, a vitezelor de propagare şi a rezistenţelor mecanice corespunzătoare. Cu această ocazie, delegatul român a prezentat unele cercetări efectuate la I.S.P.H. de dr. ing. I. Dumitrescu şi ing. Lefter asupra corelaţiei dintre împrăştierea rezistenţelor, dedusă pe baza măsurătorilor de viteză de propagare şi cea stabilită pe baza încercărilor la presă, precum şi influenţa lungimii traiectului impulsului în beton asupra împrăştierii rezultatelor.

Comunicările prezentate de I. Făcăoaru [11] şi R. Jones [12] au fost consacrate detectării şi urmăririi microfisurării în epruvete de beton supuse la compresiune.

Comunicarea prezentată de delegatul român [11] a pus în evidenţă influenţa subţirimii elementului asupra desfăşurării procesului de microfisurare în masa betonului, influenţa vîrstei şi a condiţiilor de păstrare asupra momentului microfisurării betonului, precum şi apariţia mai multor etape caracteristice în procesul de microfisurare şi fisurare a betonului care pot fi puse în legătură cu rezistenţa limită la oboseală a betonului şi cu dezvoltarea deformaţiilor plastice în faza de rupere.

Comunicarea prezentată de dr. Jones [12] a tratat efectele compoziţiei betonului, ale formei epruvetelor şi ale condiţiilor de capăt ale epruvetei asupra modului de rupere a epruvetei. Comunicarea prezintă de asemenea o combinare a informaţiilor obţinute în examinarea ultrasonică cu cele bazate pe folosirea radiaţiilor X sau a lacurilor fluorescente în timpul solicitării betonului supus la compresiune, întindere sau încovoiere pînă la rupere. Sînt legate aceste observaţii de schimbările de volum ce au loc în timpul solicitării betonului. Comunicarea indică un mecanism de rupere dual al epruvetelor supuse la compresiune, care arată că rezistenţa la compresiune nu este o proprietate fundamentală a betonului, dar că este o funcţie de condiţiile de încercare.

În încheierea lucrărilor Grupei pentru metode de impuls, R. Jones şi I. Făcăoaru au prezentat un scurt rezumat al anchetei organizate de RILEM prin Road Research Laboratory şi INCERC privind folosirea metodelor ultrasonice de impuls la controlul calităţii betonului. La anchetă au participat aproximativ 20 de ţări însumînd un total de 60 de răspunsuri. Au fost puncte ale chestionarului formulat de autori asupra cărora a existat în răspunsuri un acord general destul de bun şi au existat puncte asupra cărora părerile au fost împărţite. Grupa a hotărît ca un raport complet cu analiza rezultatelor anchetei să fie întocmit şi publicat cît mai curînd posibil în Buletinul RILEM.

★

În cadrul tematicii referitoare la metodele de duritate au fost discutate patru comunicări prezentate de A. Pavlik [13], H. Weigler, H. Siemens, J. Spitzner [14], J. Stork [15] şi J. Kolek [16].

Comunicarea lui A. Pavlik [13] a prezentat o trecere în revistă a cauzelor care influenţează precizia rezultatelor obţinute cu sclerometrul, oprindu-se asupra următoarelor capitole principale : condiţii teoretice pentru încercarea cu sclerometrul a betonului, influenţa neuniformităţii betonului şi a structurii betonului asupra preciziei încercărilor.

În concluzie, selectînd factorii principali, el menţionează compactitatea şi elasticitatea mortarului din beton, cantitatea de agregate şi umiditatea betonului. Pentru îmbunătăţirea preciziei, el recomandă folosirea etalonării pe cuburi de control sau folosirea metodelor combinate.

Comunicarea prezentată de H. Weigler [14] a creat cele mai intense discuţii întrucît ea menţiona în concluzie că nu se poate face nici o apreciere a rezistenţei betonului din elementele sau structurile de beton armat pe baza măsurătorilor de duritate superficială.

Ceilalţi membri ai grupei şi îndeosebi dl. Kolek şi dr. I. Făcăoaru au apreciat concluziile prea dure, explicîndu-le prin aceea că încercarea betoanelor foarte vechi confecţionate cu agregate de durităţi diferite la care însă şi duritatea superficială a betonului este diferită de cea din straturile interioare, suprafaţa fiind obiectul unei carbonatări care o durizează, prezintă condiţii grele de încercare. Vorbitorii au căutat să definească în continuare domeniul de aplicare a metodelor de duritate superficială, subliniind în acelaşi timp caracterul orientativ preliminar al informaţiilor obţinute şi necesitatea de a le completa şi verifica în majoritatea cazurilor cu rezultatele altor metode de încercare distructive sau nedistructive.

În continuare, dl. Kolek şi-a prezentat comunicarea privind analiza rezultatelor anchetei RILEM cu privire la folosirea sclerometrului Schmidt pentru încercarea betonului [16]. Majoritatea membrilor grupei s-au declarat de acord cu necesitatea existenţei unei metode simple de control orientativ a calităţii betonului din lucrare şi întrucît sclerometrul Schmidt este larg răspîndit în majoritatea ţărilor europene, s-a convenit ca să fie elaborate recomandări pentru folosirea acestuia.

De asemenea, din discuţiile purtate a rezultat necesitatea dezvoltării unei analize teoretice fundamentale cu privire la fenomenele care au loc cu prilejul impactului unui corp dur de masă relativ mică pe un corp mai puţin dur de masă practic infinită, analizînd-se repartiţia energiei incidente între energia de deformare elastică şi plastică şi cea de recul.

De asemenea d-lui Kolek îi revine sarcina ca pînă la sesiunea viitoare a Grupei de lucru să întocmească o listă de recomandări pentru folosirea sclerometrului Schmidt, care să fie discutată cu acel prilej, iar actuala analiză a anchetei RILEM să fie trimisă spre publicare Buletinului.

★

În cadrul tematicii referitoare la metodele nedistructive combinate au fost prezentate şi discutate două comunicări : prima aparţinînd lui F. Campus, R. Dutran şi A. Coune [17], iar a doua lui I. Făcăoaru, I. Dumitrescu şi L. Constantinescu [18].

Comunicarea prezentată de grupul belgian [17] a cuprins rezultate ale încercărilor distructive pe cuburi şi cilindri turnaţi ca epruvete şi pe carote extrase din lucrare, precum şi încercări nedistructive cu sclerometrul Schmidt şi cu ultrasunete.

Comunicarea nu şi-a propus să prezinte o metodă nedistructivă combinată propriu-zis, ci rezultatele unor încercări nedistructive prin diferite metode nedistructive folosite în paralel.

În legătură cu principalele concluzii ale lucrării sînt de menţionat coeficienţii de corelaţie dintre rezistenţa cilindrică şi cea cubică la compresiune în condiţii de şantier şi de laborator, coeficienţii de corelaţie dintre rezistenţa determinată pe carote şi rezistenţa determinată pe cuburi turnate, precum şi concluziile autorilor în legătură cu calitatea şi condiţiile de folosire a metodelor nedistructive.

Astfel se arată în lucrare că încercările cu sclerometrul sînt demne de încredere dacă există o curbă de etalonare a aparatului pentru tipul de beton încercat, iar încercările cu ultrasunete implică şi ele o curbă de etalonare pentru betoanele de rezistenţă slabă şi medie, iar, începînd de la o anumită viteză de propagare a ultrasunetelor, se poate afirma că rezistenţa betonului este superioară unei anumite valori limită. Cercetătorii belgieni au folosit cu succes relaţia exponenţială de transformare viteză-rezistenţă.

În cadrul aceleiaşi tematici, delegaţia română a prezentat o comunicare [18], în care au fost prezentate trei metode nedistructive combinate de determinare a rezistenţei betonului în lucrare : două metode foloseau combinarea dintre metodele ultrasonice de impuls şi cele bazate pe măsurarea vitezei de propagare a ultrasunetelor şi metodele de duritate superficială, bazate pe măsurarea indicelui de recul, iar a treia reprezenta o combinare a metodelor ultrasonice bazate pe măsurarea vitezei de propagare cu metodele ultrasonice bazate pe măsurarea atenuării ultrasunetelor.

Dintre cele trei metode cea mai apropiată de stadiul aplicării în practică a fost una din metodele combinate de viteză de propagare şi indice de recul care foloseşte ca mijloc de transformare a mărimilor nedistructive, măsurate în rezistența betonului la compresiune, reprezentarea într-un plan viteză de propagare-indice de recul, plan în care sînt trasate curbe de egală rezistență pe baza rezultatelor cercetărilor experimentale. Poziția punctului reprezentativ al betonului încercat, în acest plan, determină rezistența betonului. Metoda s-a dovedit deosebit de utilă pentru încercarea betoanelor de compoziție, umiditate și condiții de întărire necunoscute, fiind capabilă în aceste cazuri să reducă la aproximativ jumătate erorile specifice metodelor nedistructive separate.

Comunicarea a stîrnit un interes deosebit printre participanți, cerîndu-se detalii suplimentare îndeosebi în legătură cu rezultatele obținute în aplicarea ei pe șantier.

★

În cadrul tematicii referitoare la metodele radioactive au fost prezentate cinci comunicări de: M. Breda [19], E. Pohl [20], A. Hönig [21] și [22], și J. De Boever și M. De Boot [23].

În comunicarea lui Breda [19] este prezentat un aparat pentru măsurarea omogenității betonului în structură, bazat pe măsurarea atenuării radiațiilor gamma. Aparatul folosește o sursă de radiații de duritate mijlocie de cesiu 137 și ca detector de radiații un contor de scintilație cu cristale de NaJ. Domeniul de folosire a aparatului se întinde pe intervalul de densități superficiale cuprinse între 20—90 g/cm^2.

În discuțiile purtate, participanții și-au exprimat rezerve în legătură cu posibilitățile de păstrare a geometriei constante a sistemului.

În comunicarea prezentată de prof. Pohl [20] a fost subliniată utilitatea folosirii fasciculelor largi de radiații în vederea atenuării influenței pe care geometria sistemului o exercită asupra rezultatelor încercării.

Cu toate dezavantajele pe care le are folosirea fasciculelor largi în calculul densității, se apreciază că simplificările aduse în tehnica de măsură vor fi hotărîtoare în promovarea acestor tehnici în viitor.

În prima sa comunicare [21] dr. Hönig a prezentat un exponometru electric ce poate fi folosit la determinarea timpului de expunere necesar pentru efectuarea radiografiei sau gammagrafiilor pe beton. Aparatul se bazează pe măsurarea debitului dozei efective în poziția pe care o are filmul în timpul expunerii cu ajutorul unui radiodebitmetru portabil și apoi pe calculul timpului de expunere, ținînd seamă de doza necesară înnegririi optime a filmului.

În a doua comunicare a sa [22], dr. Hönig a prezentat avantajele folosirii metodelor ultrasonice de control la determinarea omogenității și defectelor locale existente în pereții de beton de protecție ai reactorului, comparînd rezultatele cu cele radiometrice. Față de acestea din urmă, ultrasunetele permit explorarea unei grosimi de pereți care nu pot fi examinate în nici un caz cu radiații gamma.

În cadrul discuțiilor purtate la această secție, dr. Forrester a menționat răspîndirea de care se bucură în Anglia radiografia industrială și a subliniat propunerile existente pentru un standard britanic de radiografiere a betonului. Scopul acestui standard este să permită inginerului constructor să aleagă tipul de radiografie necesar și nu neapărat acela de a da instrucțiuni despre modul în care se efectuează radiografiile. S-au desfășurat de asemenea discuții asupra grosimii limită de beton pe care se pot face radiografii. Prof. Pohl a menționat progresele obținute în Uniunea Sovietică în tehnica folosirii betonului în acest scop, care are avantajul de a permite radiografierea unor grosimi de beton mai mari decît radiațiile gamma, însă nu au putut fi furnizate detalii. Dr. Hönig a propus de asemenea efectuarea unei comparații între aparatele existente în diferite țări în tehnica măsurătorilor radiometrice. El a adunat detalii despre aparatura în funcțiune în diferite țări și urmează să organizeze o expoziție comparativă la Brno spre sfîrșitul anului 1968. După discuții și sugestii privind modul de conducere a experimentărilor, Grupa și-a dat asentimentul, iar dr. Hönig urmează să prezinte un raport la viitoarea sesiune a Grupei asupra acestui subiect.

În încheierea lucrărilor la această grupă de probleme a fost prezentată succint comunicarea lui De Boever și De Boot [23] privind determinarea umidității materialelor cu o sondă cu neutroni pe bază de cadiu și nylon turnat.

★

În cadrul tematicii referitoare la metode electrice a fost prezentată o comunicare [24] de N. Wiebenga de la T.N.O. — Delft privitoare la determinarea umidității betonului prin metoda absorbției microundelor. Încercările prezentate au fost efectuate cu un umidimetru de adîncime tip AEI (Wahon) format dintr-un generator de unde electromagnetice cu o frecvență de 2 450 Mc/s și un receptor ce conținea un atenuator calibrat. Încercările efectuate pe pereți de beton de diferite grosimi au arătat că există în general o relație liniară între atenuarea undelor electromagnetice exprimată în dB și umiditatea betonului. Datorită efectului formării undelor staționare împrăștierea rezultatelor este destul de mare, îndeosebi atunci cînd este posibilă formarea unor fronturi (sau plane) de umiditate diferită în beton. Grosimea elementului încercat influențează rezultatele măsurătorilor în sensul că deplasează dreapta de corelație între umiditate și atenuarea microundelor paralel cu ea însăși. Precizia măsurătorii crește o dată cu creșterea grosimii elementului încercat și cu creșterea umidității betonului.

Pentru umidități sub 7% și grosimi sub 20 cm sînt posibile erori pînă la ± 25%.

În cadrul discuțiilor care au avut loc pe marginea comunicării, dl. Dawance a dat detalii privind realizarea în Franța a unei aparaturi simple pentru măsurarea umidității printr-o metodă de suprafață, aparatură disponibilă acum în comerț.

★

În cadrul tematicii referitoare la metoda undelor de suprafață dr. D. Jone. a prezentat două comunicări [25] și [26]

În prima comunicare [25], autorul a prezentat tehnica de măsură și rezultatele experimentale obținute în controlul grosimii și determinarea defectelor locale existente în dalele de beton ale drumurilor cu ajutorul măsurătorilor care permit determinarea lungimii de undă a undelor de suprafață și calculul pe baza ei a vitezei de fază cunoscîndu-se frecvența undelor folosite. O tehnică experimentală simplă permite realizarea unei viteze de lucru la operația de control de circa 100 m/h. Deși tehnica este pusă la punct pentru drumuri, nu există nici un motiv ca ea să fie aplicată la alte structuri de tip dală.

În a doua comunicare [26] este dată o deducere teoretică a curbelor de dispersie care leagă viteza de fază de lungimea de undă a undelor într-o placă compusă din două straturi. Această analiză teoretică asigură bazele pentru determinarea grosimii și a proprietăților elastice ale structurilor superioare a multor tipuri de drumuri din datele experimentale ale curbelor de dispersie.

★

Ultima tematică discutată în sesiunea grupei a fost reprezentată de metodele magnetice. În cadrul acestei tematici dr. Brunarski a prezentat într-o discuție realizarea unui pahometru pentru determinarea simultană printr-o singură fixare a aparaturii pe fața elementului încercat atît a diametrului armăturii, cît și a acoperirii sale cu beton.

Aparatul este sensibil pe adîncimi pînă la 30 cm, ceea ce depășește sensibil performanțele aparaturii de care se dispune în acest scop astăzi și care este limitată la valori în jurul de 8—12 cm. Aparatura avînd caracter de patent, informațiile furnizate au fost relativ sumare.

În cadrul discuțiilor purtate pe această tematică dl. Dawance a descris un aparat simplu folosit în Franța pentru măsurarea grosimii pereților ce nu conțin armături. De asemenea Institutul T.N.O. — Delft a prezentat comunicarea dlui Reinding [27] privitoare la realizarea unui pahometru.

★

Cu prilejul lucrărilor sesiunii au fost făcute vizite la Institutul de cercetări pentru mașini de construcții din Aachen cu care ocazie au fost văzute unele cercetări privind mașinile de compactat drumuri, inclusiv tehnica de măsură a eficienței compactării, și la reactorul nuclear de la Jülich un reactor de cercetare bazat pe ciclu thoriu-uraniu, unul din tipurile de reactor de perspectivă pentru centralele atomoelectrice, ca urmare a economicității sale (procent ridicat de transformare a energiei termice în energie electrică). În acest reactor de cercetare se desfășoară lucrări îndeosebi în domeniile: fizica energiilor înalte, fizica neutronilor, fizica plasmei, materiale pentru reactor, componentele reactorului, chimie fizică, nediochimie, botanică și microbiologie, agricultură, medicină și zoologie. De asemenea au fost vizitate barajele de greutate de la

Olef şi Schwammenauel, lucrări inginereşti valoroase, în care s-a putut vedea printre altele organizarea modului de urmărire a comportării barajului în timp prin măsurători de deformaţie în interiorul barajelor.

În ansamblu, sesiunea grupei de lucru de încercări nedistructive a RILEM a prilejuit un schimb de vederi viu şi interesant între participanţi, util dezvoltării cercetărilor în domeniul încercărilor nedistructive în construcţii desfăşurat în condiţiile unei perfecte organizări din partea Institutului de cercetări şi de construcţii de pe lîngă Universitatea tehnică din Aachen.

Dr. ing. I. FĂCĂOARU

Bibliografie

[1] G. Martincek : *Die Bestimmung der Elastizitätsmodulen aus Eigenschwingungen von Würfeln und kurzen Prismen. Acustica* 13, 3, 1963, p. 123—130.

[2] M. Pokorny : *A universal apparatus for measuring the resonance frequencies, the damping coefficient and the phase velocity of stress waves propagation.*

[3] L. Brunarski : *Recommendations for the standardization of resonance methods.*

[4] F. J. Reiding : *Preamplifiers for using long cables in ultrasonic concrete testing (Cawkell).* TNO report nr. BI—66—26—103.

[5] F. J. Reiding : *Battery-operated concrete tester.* TNO report nr. BI—66—17—103.

[6] A. Pavlik : *Analysis of the results of ultrasonic test of concrete from the viewpoint of compactness*

[7] A. Galan : *The determination of concrete strength by means of ultrasonic pulse velocity and damping coefficient.*

[8] B. Kochis : *Ultrasonic testing of concrete.*

[9] H. Weigler şi E. Kern : *Über die Anwendungsmöglichkeiten des Ultraschallverfaben zur Beurteilung des Betongüte.* Betonstein-Zeitung, 1965, H. 5.

[10] I. Javor : *Utilization of impulse methods for regulating the speed of construction of prestressed concrete bridges.*

[11] I. Făcăoaru : *Aspects of microcracking and failure of concrete under compression determined by means of the ultrasonic pulse measurement*

[12] R. Jones : *Cracking and failure of concrete test specimens under quasistatic loading.*

[13] A. Pavlik : *The influence of the structure and the technology of concrete on the accuracy of sclerometric tests.*

[14] H. Weigler, H. Siemens, J. Spitzner : *Zur nach tröglichen Bestimmung der Betondruckfestigkeit.* Betonstein-Zeitung 1966, H 3.

[15] J. Stork : *The determination of the local strength in solid heterogenic materials with the help of a torsional microsclerometer.*

[16] J. Kolek : *An analysis of the replies to the questionnaire on the use of the Schmidt hammer.*

[17] F. Capus, R. Dutron, A. Coune : *Contrôle de la qualité du béton en laboratoire et sur chantier.* R. R. nr. 3, 1964.

[18] I. Făcăoaru, I. Dumitrescu, L. Constantinescu : *Results in using combined non-destructive testing methods for predicting the compressive strength of concrete.*

[19] M. Breda : *Non-destructive investigations of the homogenity of concrete structures by means of a radiometric method.*

[20] E. Pohl : *Determining the effect of changing the geometry of the arrangement on measurements of volume density of large area concrete building elements by means of gamma radiation.*

[21] A. Hönig : *Electric exposure meter for gamma ray radiography.*

[22] A. Hönig : *Ultrasonic and radiometric measurement of homogenity and density of concrete in biological shield of nuclear reactor.*

[23] J. De Boever, M. De Boot : *The application of cadmium and cast nylon in the measurement of soil moisture with a neutron moisture meter*

[24] TNO report : *Measurement of the moisture content of concrete by means of micro-wave absorption.*

[25] R. Jones, H. Maylew : *Thickness and quality of cemented surfacings and bases measuring by a non-destructive surface wave method.* Civil Engineering, 1965, 60.

[26] R. Jones, E. N. Thrower : *An analysis of waves in a two-layer composite plate and its application to surface propagation experiments on roads.* J. Sound. Vib. 1965, 2 (3).

[27] F. J. Reiding : *A portable reinforcement cover meter.* TNO Report nr. BI 66—25—103.

DOCUMENTARE

HANGARE ŞI ATELIERE ALE COMPANIEI ALITALIA LA AEROPORTUL FIUMICINO DIN ROMA

Construcţiile, care constituie centrul de întreţinere a avioanelor la aeroportul Fiumicino din Roma, acoperă o suprafaţă totală de 52 000 m² după o schemă dreptunghiulară.

Imobilul în care se află birourile este situat în zona frontală. În spatele acestui corp de clădire sînt situate atelierele mecanice, realizate sub forma unor hale ce ocupă o suprafaţă totală de 14 000 m². Pe cele două părţi perpendiculare pe planul faţadei se află două hangare de avioane, fiecare fiind format dintr-o hală de 60×200 m. Fiecare dintre aceste hangare este flancat de o anexă cu mai multe etaje în care se află locurile de întreţinere a motoarelor, magazii, laboratoare şi servicii.

Caracteristicile de precomprimare a hangarelor şi a atelierelor sînt următoarele :

— modul de precomprimare : prin postîntindere ;

— tensiunea iniţială a cablurilor — — 115 kg/mm² ;

— tensiunea finală a cablurilor — — 90 kg/mm² ;

— marca betonului structurii precomprimate — 450 kg/cm² ;

— rezistenţa la rupere a oţelului folosit — 165—170 kg/mm² ;

— limita convenţională a oţelului 0,1 % — 135 kg/mm² ;

— limita convenţională a oţelului 0,2 % — 145 kg/mm².

Hangarele

Schema statică cuprinde un sistem izostatic de nervuri articulate între ele, susţinute de tiranţi la partea superioară.

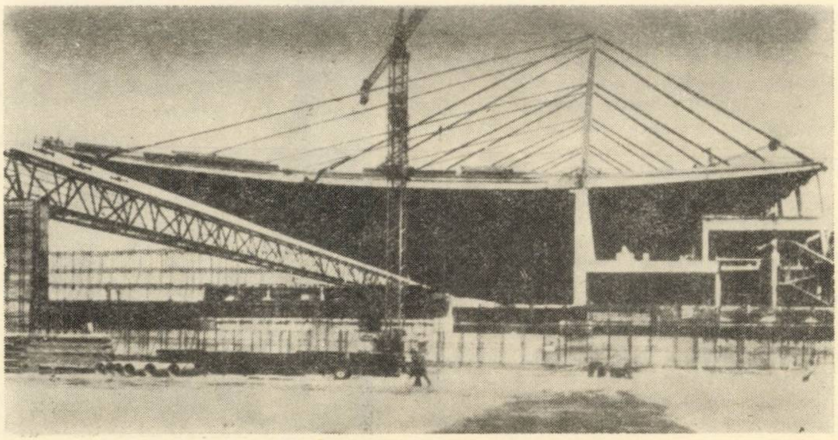
Fiecare hangar acoperă o suprafaţă de 17 100 m². Toate elementele structurale ale acoperişului, adică cele trei părţi care constituie grinzile, dalele de acoperiş şi suporţii tiranţilor sînt elemente prefabricate.

Nervurile portante şi tiranţii de suspendare sînt elemente precomprimate.

Fiecare hangar are 37 de nervuri, trei travee articulate prin nervuri (două în consola anterioară şi una în traveea din spate). Distanţa interax a nervurilor este de 5,26 m, lungimea în plan a consolei anterioare : 60,30 m, lungimea în plan a deschiderii posterioare : 24,55 m. Nervurile au o lungime de 0,60—1,70 m. Secţiunea tiranţilor este de 15×30 cm ; 25×40 cm ; 40×35 cm. Cablurile sînt de 9 Ø 7 mm ; 12 Ø 7 mm ; 15 Ø 7 mm. Eforturile din cabluri în stadiul de exploatare sînt : 31 250 kg, 41 700 kg şi 52 000 kg. Efortul unitar maxim de compresiune în beton la precomprimare a fost 173 kg/cm², iar în stadiul de exploatare de 150 kg/cm².

Fiecare hangar este un corp de construcţie independent şi distinct de celelalte, caracterizat din punct de vedere static prin acoperişul suspendat în consolă. Într-adevăr, acoperişul sprijină pe un şir de stîlpi implantaţi de-a lungul zidului anti-foc care separă hangarul de construcţiile anexe ; el iese în consolă

Fig. 1



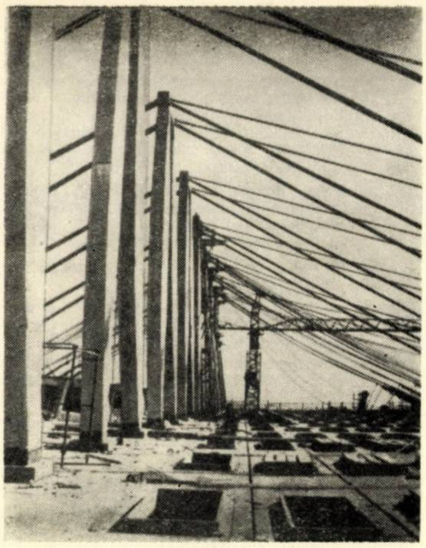


Fig. 2

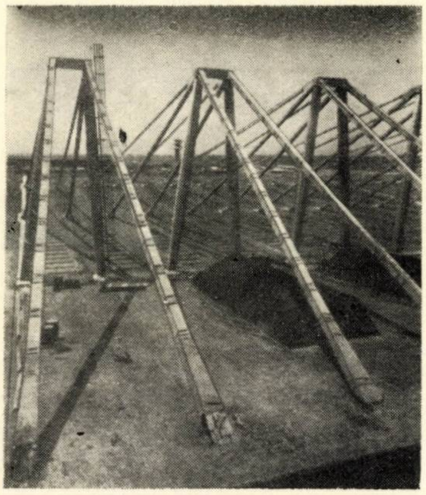


Fig. 3

cu 60 m și este fixat în spate paralel cu fațada hangarului.

Acoperișul este format dintr-o serie de nervuri paralele, din beton precomprimat, asamblate cu elemente plane din beton prevăzute cu nervuri, în fiecare dintre acestea fiind prevăzută o deschidere dreptunghiulară pentru iluminat.

Fiecare nervură este formată din trei elemente articulate. De o parte aceste elemente reazemă pe stîlpii intermediari și pe stîlpii din spate ; pe de altă parte ei sînt susținuți de doi tiranți.

Tiranții care susțin învelitoarea sînt incluși în elemente din beton precomprimat.

Această dispoziție are scopul, pe de o parte, de a asigura protecția anticorosivă a cablurilor prin evitarea fisurării sub efectul sarcinilor, iar pe de altă parte asigură o reducere a variației eforturilor în oțel prevenind astfel riscul unei ruperi prin oboseală.

O caracteristică a învelitorii este că ea este absolut independentă de stîlpii porților intrării. Sub învelitoare sînt montate două poduri rulante de cîte 5 tone.

Construcția și montajul învelitorii s-au desfășurat în patru faze succesive :

1. Turnarea elementelor prefabricate, întărirea betonului și o precomprimare inițială, în vederea transportului elementelor.

2. Transportul și punerea în operă a elementelor prefabricate (trei grinzi articulate pentru o nervură).

Grinda articulată a traveei posterioare :

— ridicarea și punerea pe reazeme ,,in situ'' ;

— montajul dalelor de acoperiș ;

— executarea îmbinărilor dintre nervuri și dale.

La sfîrșitul acestei operații, rezistența maximă a betonului este de 83,4 kg/cm^2.

Grinda articulată intermediară a consolelor :

— ridicarea și punerea în operă pe reazem la una din cele două extremități și pe articulație, cu ajutorul unui eșafodaj mobil provizoriu, la cealaltă extremitate. Apoi, după montarea grinzii extreme, tensionarea cablurilor ;

— montajul dalelor de acoperiș și al traverselor.

La sfîrșitul acestei operații, rezistența maximă a betonului este de 62 kg/cm^2.

Grinda articulată extremă a consolelor :

— ridicarea și montarea pe reazem la una din cele două extremități și pe articulație, cu ajutorul unui suport mobil provizoriu la cealaltă extremitate. Apoi încheierea montajului dalelor.

Rezistența maximă a betonului, după această fază, este 81 kg/cm^3.

3. Montajul și punerea sub sarcină a tiranților.

După montajul ,,in situ'' al diverselor elemente și terminarea rosturilor de asamblaj se pun în operă montanții de susținere ai tiranților. Se trece apoi la

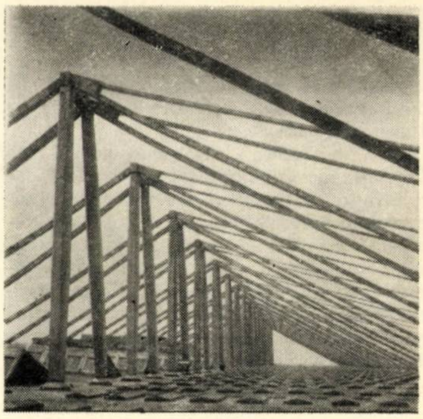


Fig. 4

tensionarea cablurilor grinzii articulate intermediare.

Acum rezistența maximală inițială a betonului este de 173 kg/cm^2.

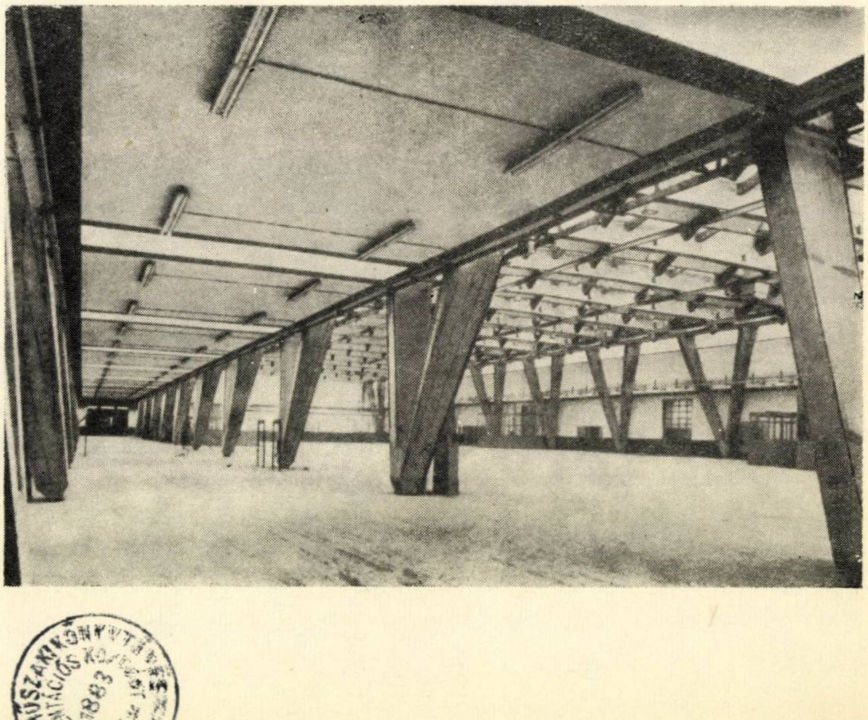
4. Confecționarea tecilor tiranților și precomprimarea lor.

Confecționarea tecilor tiranților este concepută astfel încît greutatea betonului să nu creeze solicitări de încovoiere. Pentru acest motiv, turnarea a fost realizată în tronsoane independente, separate prin spații libere, betonate ulterior. Precomprimarea betonului, după întărire, prin tensionare suplimentară la extremitățile tiranților se aplică astfel încît să mențină betonul în compresiune chiar sub efectul sarcinilor accidentale. Bineînțeles că s-a ținut seamă de pierderile datorite relaxării oțelului și curgerii lente a betonului.

Comparînd această construcție cu una asemănătoare metalică, se constată că este mult mai economică datorită costului mai redus al materialelor și al manoperei.

Din volumul ,,Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso 1962 — 1966''

Fig. 5



ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

1967 JUL 28

1967 4

R

EFER

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCŢII
ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCŢIILOR ŞI A MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII

E 1688

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

4

1967

VOLUMUL 21, Nr. 4

APRILIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

G. ASANDEI, I. NEACŞU, I. NEAGU, H. SANDI
Castel de apă de mare capacitate 169

I. VASILESCU, M. HALMAGIU, D. HALISKI
Utilizarea într-o fabrică de prefabricate a polimerilor pentru repararea elementelor de beton armat precomprimat 181

V. PETCU
Aspectul economic al calculului plastic al grinzilor de oţel static nedeterminate 186

N. BĂŢAGĂ, A. CHIRILĂ
Consideraţii privind determinarea unor constante termofizice utilizate în calculele termice ale clădirilor 189

A. MIHUL, V. STANCIU, A MUŞAT, GH. POPOVICI, D. IORDĂCHEANU
Buncăre prefabricate demontabile pentru o staţie de preparare a betoanelor 195

P. GHINESCU, V. HARNAJ
Transportul hidraulic în exploatările de nisip . . 198

C. BRÎNZEU, H. RĂDULESCU
Încrucişarea denivelată a drumului regional Tg. Jiu-Tismana cu un drum industrial de mare trafic 202

D. MORARU, I. DUMITRESCU
Elemente pentru o teorie a trotuarelor 203

A. STEOPOE
Agregatele calcaroase în betoane 207

I. MUNTEANU
Sticla securizată 212

L. CĂLIN
Concurs de proiecte privind complexe industriale pentru îngrăşarea tineretului taurin . . . 217

RECENZII

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în cont avans conform aprobării D.R.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

SUMMARY

G. ASANDEI, I. NEACŞU, I. NEAGU, H. SANDI: High capacity water-tower.

A technical solution for a high capacity water-tower is described; the solution is a novelty and won a prize at a Competition held by the State Committee for Constructions, Architecture and Planning.

Thus are described: the functional and architectural characteristics, the resistance structure – which ought to bring genuine solutions based on modern and efficient executional technologies –, the foundations and also the trusses adopted for the support tower and for the drinking and industrial water tanks.

In conclusion the executional technology adopted and the technico-economical indexes are presented.

I. VASILESCU, M. HALMAGIU and G. HALSKI: Polymers used for prestressed reinforced concrete element repairs in a factory for prefabricated elements.

Irrespective of the prefabrication process used, elements in prestressed reinforced concrete may incorporate some flaws which could lead eventually to a rejected component. Defects are generally due to inadequate operations carried out during the technological process (concrete vibration, handling, storage etc.), the transport to the building yard or the erection operations.

During the last three years, the „Progresul" factory in Bucharest carried out a program of laboratory research and practical applications in the field of prefabricated component repairs. Materials used in repair operations are on a polymer basis: polyester and epoxy resins are used.

The procedures used for repais works change with the particular defect located in the component involved and lead to some conclusions in relation to the repair work to be carried out on porous areas, cracks and even ruptures in concrete.

Laboratory researches were then applied to prefabricated elements for housings and industrial buildings, water ducts etc.

On account of the good results obtained in this field the experience gained is now currently applied to repair work carried out on prefabricated elements in prestressed reinforced concrete.

V. PETCU: Economic aspect of plastic estimation of statically nondetermined steel girders.

The work is an attempt to determine the decrease in the own weight of statically nondetermined steel girders, as resulted from substituting the static calculus in the plastic range for the static calculus in the elastic range.

To this end, use is made of the simple plastic theory of steel structures, combined with the creep limit criterion.

The study is carried out on the principles prevailing in the yield strength state method of calculation.

N. BĂŢAGĂ, A. GHIRILĂ: Some considerations on the determination of a number of thermo-physical constants used in thermal calculations for buildings.

Some theoretic and pratical considerations are made on the determination of thermo-physical constants used in thermal calculations carried out for buildings (conduction thermal transfer coefficient, thermal diffusivity ond specific heat of solid thermo-insulating materials, convection thermal transfer coefficients for thermal agents used in central heating systems).

To determine these constants, an apparatus and nomograms are shown which ease the computing operations.

P. GHINESCU, V. HARNAJ: Hydraulic transport in sand quarries.

The introduction of a hydraulic system for carrying over the quartz sand at the Fringhieşti quarry, Vălenii de Munte, is a technical achievement of a particular interest, which required a great amount of laboratory and pilot tests and studies.

The authors describe the solutions studied and the results of these studies, which lead to the adoption of a hydraulic transport system based exclusively on romanian made components.

C. BRÎNZEU, H. RĂDULESCU: Overhead crossing at the intersection between the regional Tg. Jiu – Tismana road and a high traffic industrial road.

The location at Birseşti of an important Complex belonging to the Department of Building Industry considerably increased the traffic volume over the regional road Tg. Jiu – Tismana.

To solve the great diversity of transports a special road was designed and built up; this is under the form of a loop which break away form the way on the higher passage and then runs along a passage situated at about the rail-way level. The road traffic for clay supply of the Cement Factory in Tg. Jiu is thus separated form that used for shipping finished products.

A. MIHUL, V. STANCIU, GH. POPOVICI, D. IORDĂCHEANU: Dismantable prefabricated bunkers for a concrete preparation station.

The basic design concept of dismantable stations for concrete preparation built out of reinforced concrete prefabricated elements assembled through a prestressing process by means of large diameter bars is described.

The bearing elements are H-shaped frames, the bunkers are made up from prismatic elements under the form of square rings, while the hoppers are metallic.

D. MORARU and I. DUMITRESCU: Elements for a pavement theory.

It has been noted that some moisture phenomena produced in old building's walls are due to the presence of water-tight pavements which were laid down precisely with the aim of protecting the adjacent buildings against the action of rain waters.

Investigations carried out on an important building situated in a central district of Bucharest town, with concreted streets and courtyards, on the Brebu Monastery and on the Palace of the Yassy Region Administrative Authority confirmed the conclusions reached at by the authors and thus enabled them to advance some practical suggestions related to the works carried out with the end of protecting the buildings against the humidity caused by the foundation ground.

AL. STEOPOE : Calcareous aggregates in concretes.

Depending on their mineralogy and grain siize, calcareous aggregates have an active behaviour in cement concretes. The activity of the fine calcareous fraction also depends on the nature of the cement used, as well as on the analysis of its active additions. Active limestones have a favourable action on concretes and a detrimental one on their resistance to sulphatic corrosion.

I. MUNTEANU : Safety glass.

Some aspects are presented, related to the production and to some characteristic features of safety glass, considering the results obtained by the romanian industry in this field.

L. CĂLIN : Industrial complexes for fattening young bulls. A design competition.

The constructive systems of basic elements are presented.

In conclusion, it is appreciated that constructive systems in reprocessed elements made out of prestressed concrete and supported on partition walls represent a simple and economic solution, capable of solving in good conditions the technological problems involved.

SOMMAIRE

G. ASANDEI, I. NEACȘU, I. NEAGU, H. SANDI : Château d'eau de grande capacité.

Les auteurs présentent une nouvelle solution technique pour un château d'eau de grande capacité, solution distinguée d'un prix au concours organisé par le Commité d'Etat pour Constructions, Architecture et Systématisation.

Sont décrites : les caractérisatiques fonctionnelles et architecturales, l'ossature de résistance – qui devait apporter de solutions originales basées sur technologies d'exécution modernes et efficientes –, les fondations, ainsi que les fermes adoptées pour la tour de support et pour les réservoirs d'eau potable et industrielle.

En conclusion, on décrit la technologie d'exécution adoptée et les indices technico-économiques.

I. VASILESCU, M. HALMAGIU și G. HALISKI : Utilisation des polymères pour réparer les éléments en béton armé et précontraint dans une fabrique de préfabriqués.

Quel que soit le procédé de fabrication appliqué, les élements en béton préfabriqué et précontraint peuvent souffrir de défections conduisant en dernier lieu à rendre inutilisables les pièces en question. Les causes de défections sont dues à des opérations exécutées de manière incorrecte pendant le processus technologique (compactage du béton, manoeuvres, stockages etc.), le transport au chantier ou les opérations de montage.

Pendant les trois dernières années, la Fabrique Progresul de Bucarest a entrepris un programme de recherches en laboratoire et applications pratiques sur la réparation des pièces fabriquées. Les matériaux employés dans les réparations effectuées sont à base de polymères ; on emploie notamment de résines polyesters et époxydes.

Les méthodes de réparation, appliquées dans chaque cas individuellement suivant ses particularités, ont conduit à certaines conclusions sur la réfaction des zones en béton poreux, sur la réparation des fissures et même des ruptures.

Les recherches de laboratoire étaint ensuite dirigées sur les éléments préfabriqués que l'on emploie à la construction d'habitations et bâtiments industriels, aux travaux d'aduction d'eau etc.

Comme suite des résultats satisfaisants obtenus dans ce domaine, l'expérience accumulée est couramment appliquée à la réparation des éléments préfabriqués, en béton armé et précontraint.

V. PETCU : Aspect économique du calcul dans la région de plasticité des poutres en acier statiquement nondéterminées.

L'auteur aborde la détermination de la diminution du poids propre des poutres d'acier statiquement nondéterminées, telle que résultée de l'emploi du calcul statique dans la région de plasticité au lieu du calcul statique dans la région d'elasticité.

On a recours dans ce but à la théorie simple de la plasticité des structures en acier, à laquelle on ajoute le critère de la limite de fluage.

L'étude est basée sur les principes de la méthode de calcul à l'état limite de résistance.

N. BĂȚAGĂ et A. CHIRILĂ : Considérations sur la détermination de quelques constantes thermo-physiques utilisées dans les calculs thermique des bâtiments.

Les auteurs avancent quelques considérations d'ordre pratique et théorique ayant trait à la détermination des constantes thermo-physiques (coefficient de transmission par conduction de la chaleur, diffusibilité thermique et chaleur spécifique des matériaux solides thermo-isolants, coefficients de transmission de la chaleur par convection pour les agents thermiques utilisés dans les systèmes de chauffage central), nécessaires aux calculs thermiques en bâtiments.

Pour déterminer ces constantes, les auteurs indiquent un équipement et des nomogrammes propres à faciliter les opérations de calcul.

P. GHINESCU, V. HARNAJ : Le transport hydraulique dans les sablières.

L'introduction du transport hydraulique du sable quartzeux à la carrière de Fringhieşti — Vălenii de Munte est une réalisation technique particulièrement intéressante, qui a requis de nombreuses études de laboratoire est essais entrepris en phase pilote.

Les auteurs présentent les solutions étudiées et les résultats des études qui ont mené à l'application d'un système hydraulique de transport basé exclusivement sur des moyens indigènes.

C. BRÎNZEU, H. RĂDULESCU : Carrefour à passage dénivelé entre la route régionale Tg. Jiu-Tismana et une route industrielle très agglomérée.

L'implantation dans la localité de Bîrzeşti d'un important Complexe du Ministère de l'Industrie des Constructions a considérablement accru le volume des transports s'écoulant par la route régionale Tg. Jiu — Tismana.

Afin de résoudre la grande diversité des transports, on a étudié et conçu une route en forme de boucle qui se détache de la voie du passage supérieur pour passer ensuite sur un passage se trouvant approximativement au niveau de la voie ferrée.

Cette solution a permis à la fabrique de ciment de Tg. Jiu de séparer le circuit d'approvisionnement routier en argile, du circuit de livraison par route des produits finis.

A. MIHUL, V. STANCIU, GH. POPOVICI, D. IORDĂCHEANU : Soutes démontables en préfabriqués, pour une station de préparation des bétons.

Les auteurs présentent la conception structurelle appliquée à la construction des stations démontables pour la préparation du béton, constituées d'éléments préfabriqués en béton armé et assemblés par précontrainte à l'aide de barres à gros diamètre.

Les éléments de support sont constitués de cadres en forme de H, les soutes sont constitutées d'éléments prismatiques sous la forme d'anneaux carrés, tandis que les trémies sont métalliques.

D. MORARU et I. DUMITRESCU : Eléments pour une théorie des trottoirs.

Il a été remarqué que certains phénomènes d'humidité observés aux murs de construction plus ancienne sont dus à l'existance de trottoirs étanches, construits précisément pour protéger les murs en question contre l'action des eaux de pluie.

Les observations faites pour un bâtiment important situé dans un quartier important de la ville de Bucarest, à cours et rues bétonnées, pour le Monastère de Brébu et pour le Palais Administratif de la Région de Jassy ont confirmé les conclusions de la théorie formulée par les auteurs, ce qui leur a permis d'avancer de propositions pratiques sur l'exécution des travaux destinés à protéger les bâtiments contre l'humidité s'infiltrant du terrain de fondation.

AL. STEOPOE : Agglomérats calcaires dans les bétons.

Selon leur nature minéralogique et granulation, les agglomérats calcaires se comportent de manière active dans les bétons de ciment. L'activité de la fraction calcaire fine dépend également de la nature du ciment utilisé ainsi que de son contenu en additions actives. Les calcaires actifs ont une action favorable sur les bétons, mais affectent défavorablement leur résistance à la corrosion sulfatique.

I. MUNTEANU : Le vers sécurite.

Sont présentés un nombre d'aspects ayant trait à la production du verre sécurite, ainsi que ses caractéristiques, compte tenu des résultats ontenus par l'industrie roumaine.

L. CĂLIN : Complexes industriels pour l'engraissement des taurillons. Concours d'études de conception.

Les auteurs présentent les systèmes constructifs des objectifs fondamentaux.

Ils apprécient, en conclusion, que les systèmes constructifs en éléments réusinés et réalisés en béton précontraint, appuyés sur des murs portants, constituent une solution simple et économique, capable de résoudre en bonnes conditions les problèmes technologiques.

INHALT

G. ASANDEI, I. NEACŞU, I. NEAGU, H. SANDI : Ein grosser Wasserturm

Im Artikel wird beschrieben eine neuartige technische Lösung für den Bau von grossen Wassertürmen — eine Lösung der ein Preis erteilt wurde im Rahmen eines Wettbewerbes organisiert vom Staatskomitee für Bauwesen, Architektur und Städtebau.

Es werden beschrieben die funktionellen und baukünstlerischen Eigenschaften, die Tragkonstruktion — für welche man neue und originelle Lösungen unter Anwendung moderner und wirksamer Bauweisen verlangte — die Gründungsart sowohl wie die Gestaltung des Stützturmes und der beiden Wasserbehälter für Trink — und Gewerbewasser.

Im Abschluss wird beschrieben die angenommene Bautechnik und angegeben die technisch-wirtschaftlichen Kennziffern.

I. VASILESCU, M. HALMAGIU, G. HALISKI: Anwendung von Polymeren in einem Fertigteilwerk zur Ausbesserung von Stahl- und Spannbeton Fertigteilen.

Abgesehen von dem angewandten Erzeugungsverfahren können die Stahl- und Spannbeton Fertigteile etwaige Beschädigungen erfahren die letzten Endes zu unbenutzbaren Erzeugnissen führen. Die Ursachen solcher Beschädigungen bestehen in fehlerhaft durchgeführten Arbeitsvorgängen (Betonverdichtung, Handhabung, Lagerung u.s.w.), im Transport an der Baustelle oder in den Montageverfahren.

Im Bukarester Progresul-Werk wurden in den letzten drei Jahren Laboruntersuchungen und praktische Anwendungsversuche durchgeführt hinsichtlich der Ausbesserung von Fertigteilen. Bei diesen Ausbesserungsarbeiten wurden Polymerstoffe angewandt, nämlich Polyesterharze und Epoxydharze.

Die Ausbesserungsverfahren sind verschieden und hängen ab von den Fehlern die der Fertigteil aufweist; man gelangte zu einigen Schlussfolgerngen betreffend die Ausbesserung von porösen Betonzonen, von Rissen und sogar von Brüchen.

Die durchgeführten Laboruntersuchungen wurden hinterher angewandt bei der Ausbesserung von Fertigteilen für den Wohnungs- und Industriebau, von Wasserzuleitungsröhren u.a.m.

Die guten Ergebnisse die auf diesem Gebiet erlangt wurden und die gewonnene Erfahrung ermöglichen eine geläufige Anwendung bei der Ausbesserung von Stahl- und Spannbeton Fertigteilen.

V. PETCU: Ökonomische Aspekte der plastischen Bemessung von statisch unbestimmten Stahlträgern

Im Artikel wird bestimmt die Ermässigung des Eigengewichtes von statisch unbestimmten Stahlträgern sobald man vom elastischen zum plastischen Bemessungsverfahren übertritt.

Zu diesem Zweck wird angewandt die einfache plastische Theorie der Stahltragwerken, unter Heranziehung des Kriteriums der Fliessgrenze.

Die Untersuchung wird durchgeführt unter Berücksichtigung der Grundlagen des Bemessungsverfahren nach dem Festigkeitsgrenzzustand.

N. BĂȚAGĂ, A. CHIRILĂ: Einige Betrachtungen über die Bestimmung einiger thermophysikalischer Konstanten benützt bei der Wärmeberechnung von Wohnbauten

Der Artikel enthält einige theoretische und praktische Betrachtungen über die Bestimmung der thermophysikalischen Konstanten (Wärmekonduktionsziffer thermiches Diffusionsvermögen, spezifische Wärme von solchen wärmeisolierenden Stoffen, Wärmekonvektionsziffer im Falle von in Heizanlagen angewandten Wärmeträgern) die man bei der Wärmeberechnung von Wohnbauten benötigt.

Für die Bestimmung dieser Konstanten wird die nötige Apparatur beschrieben; es werden ebenfalls angegeben einige entsprechende Nomogramme die den Berechnungsgang erleichtern.

P. GHINESCU, V. HARNAJ: Hydraulische Förderung in der Sandgewinnung

Die Einführung der hydraulischen Förderung bei der Gewinnung des Quarzsandes in der Sandgrube Fringhiești-Vălenii de Munte ist eine hervorragende technische Leistung die zahlreiche Laboratorium Studien und Versuche in einer experimentellen Anlage erfordert hat.

Die Verfasser führen vor die untersuchten Lösungen sowohl wie die erlangten Ergebnisse die sie zur Anwendung der hydraulischen Förderungsart führten — alles ausschliesslich auf Grund von hierzulande vorhandenen Mitteln.

C. BRÎNZEU, H. RĂDULESCU: Die unebene Kreuzung der Bezirksstrasse Tg. Jiu-Tismana mit einer hochbelasteten Industriestrasse

Die Einsetzung eines grossen Industriekomplexes des Ministeriums für Bauindustrie in Birsești brachte mit sich eine bedeutende Erhöhung des Verkehrs auf der Bezirksstrasse Tg. Jiu-Tismana.

Die Lösung der mannigfaltigen Verkehrsarten verlangte eine kurvenartige Strasse zu entwerfen und zu bauen; sie löst sich ab von der Wegüberführung um dann auf einen ungefähr auf der Höhe der Eisenbahnlinie gelegenen Übergang zu gelangen. Es gelang also den LKW-Verkehr der mit Ton die Zementfabrik Tg. Jiu versorgt vom LKW-Verkehr der die fertigen Erzeugnisse abführt zu trennen.

A. MIHUL, V. STANCIU, GH. POPOVICI, D. IORDĂCHEANU: Vorgefertigte, demontierbare Bunker für eine Betonmischanlage

Es wird beschrieben die Gestaltung einer demontierbaren Betonmischanlage aus Stahlbeton-Fertigteilen zusammengestellt die hinterher durch Vorspannung von dicken Rundstäben zusammengefügt werden.

Sämtliche Stützteile bestehen aus H-förmigen Rahmen, die Bunker aus prismatischen quadratischen Ringen und die Trichter aus Stahlteilen.

D. MORARU, I. DUMITRESCU: Grundlagen für eine Gehsteigtheorie

Die Verfasser lenken unsere Aufmerksamkeit auf einige Feuchtigkeitserscheinungen in den Mauerwerken alter Gebäude die sie in Verbindung setzen mit dem Vorhandensein von wasserdichten Gehsteigen eben darauf abgezielt um diese Mauerwerke von dem Einfluss der Regenwässer fernzuhalten.

Die Beobachtungen beziehen sich auf ein grosses, zentral gelegenes Bukarester Gebäude mitten betonierter Strassen und Höfe, auf das Brebu Kloster und auf das Verwaltungspalais aus Jassy; sie bestätigten die Schlussfolgerungen der Verfasser und ermöglichten ihnen praktische Vorschläge zu formulieren betreffend die Bauausführung und den Bautenschutz gegen die aus dem Baugrund herrührenden Feuchtigkeit.

AL. STEOPOE: Kalkhaltige Zuschlagstoffe für Betone

Das aktive Verhalten der kalkhaltigen Zuschlagstoffe für Zementbetone hängt ab von deren mineralogischen Wesensart und von deren Körnung. Die Aktivität der feinen kalkhaltigen Teile hängt ebenfalls ab von der Art des benützten Zementes und von seinem Gehalt an aktiven Zuschlägen. Aktive Kalksteine haben einen günstigen Einfluss auf die Betone aber sie beeinträchtigen deren Korrosionsbeständigkeit in sulphathaltigen Medien.

I. MUNTEANU: Sicherheitsglas

Es werden vorgeführt einige Aspekte der Erzeugung von Sicherheitsglas und beschrieben einige kennzeichnende Eigenschaften dieses Produktes unter Berücksichtigung der Ergebnisse die hierzulande in der Industrie erlangt wurden

L. CĂLIN: Industrielle Mästungskomplexe für junge Rinder. Ein Wettbewerb

Im Artikel werden vorgeführt die baulichen Lösungen einzelner Bauten.

Der Verfasser zieht die Schlussfolgerung dass eine bauliche Lösung gestaltet unter Anwendung von in Werk erzeugten Spannbeton-Fertigteilen auf lasttragende Wände gestützt eine einfache und wirtschaftlich zweckmässige Lösung bietet die ausserdem auch imstande ist sämtliche technologische Fragen befriedigend zu lösen.

СОДЕРЖАНИЕ

Г. АСАНДЕЙ, И. НЯКШУ, И. НЯГУ, Х. САНДИ: Крыпнообъёмная водонапорная башня.

В статье описано новое техническое решение крупнообъёмной водонапорной башин, которое было удостоено премии на конкурсе организованном Государственным Комитетом по Строительству, Архитектуре и Районному Плэнированию.

Представлены функциональные и архитектурные характеристики, расчётная схема, для которых были необходимы своеобразные решения с применением современных эффективных технологий — фундамент и вид башни несущей резервуары питьевой и промышленной воды.

В заключении описана принятая технология производства работ и технико-экономические показатели.

И. ВАСИЛЕСКУ, М. ХАЛМАДЖИУ и Д. ХАЛИСКИ: Использование на заводе сборных изделий полимеров для доделки железобетонных и преднапряжённых элементов.

Железобетонные и преднапряжённые элементы, независимо от способа изготовления могут потерпеть повреждния, которые в конечном итоге могут их привести в негодность. Причинами поврежднеий могут быть неподходящие технологические приёмы (уплотнение бетона перемещения, складирование и т.п.), транспортирование на стройплощадку и приёмы монтажа.

За последние три года на Бухарестском заводе ,,Прогресул'' были проведены лабораторные исследования и практическое применение доделки сборных изделий. В качестве материалов для доделки применяются материалы на полимерах: полиэфиры и эпоксидные смолы.

Методы доделки, применяцшиеся для каждого случая в отдельности, в зависимости от дефектов изделия привели к выводам в отношении доделки зон из пористого бетона, с трещинообразованием и даже с изломами.

Затем лабораторные исследования применялись к сборным элементам жилищного и промышленного строительнства, трубопроводам и т.д.

Учитывая хорошие полученные результаты в этой области, накопленный опыт стали применять обычно для доделки железобетонных и преднапряжённых сборных элементов.

В. ПЕТКУ: Экономический аспект пластического расчёта стальных статически неопределемых балок.

В статье определяетсм снижение собственного веса статически неопределимых стальных балок, которое получается при замене статического расчёта в упругой области статисческим расчётом в пластической области.

Для этой цели применяется простая пластическая теория стальных конструктивных схем совместно с критерием предела текучести.

Исследование проведено основываясь на принципах метода расчёта по предельному состоянию прочности.

Н. БЭЦАГЭ, А. КИРИЛЭ: Соображения относительно определения некоторых теплофизических неизменных применяемых при тепловом расчёте зданий.

В статье приведены некоторые теоретические и практические соображения относительно определения теплофизических неизменных (коэффициент передачи тепла, температурная проводность и удельная теплоёмкость твёрдых теплоизоляционных материалов, а также и коэффициентов теплопередачи конвекцией от теплоносителей, применяемых в центральных отоплениях), необходимых при тепловых расчётах зданий.

Для определения упомянутых постоянных указываетс подходящие аппаратура и номограммы, которые облегчают расчёт.

П. ГИНЕСКУ, В. ХАРНАЖ: Гидравлический транспорт при разработке песочных карьеров.

Внедрение гидравлического транспортирования кремнеземистого песка в карьере Фрынгиешть-Вэлень де Мунте является значительным техническим достижением, для которого потребовались многочисленные лабораторные исследования и экспериментально-показательные испытания.

Авторы описывают изученные решения и результаты исследований, которые привели к применению метода гидравлического транспортирования исключительно основываясь на оборудовании, существующем у нас в стране.

К. БРЫНЗЕУ, Н. РЭДУЛЕСКУ: Путипровод при пересечении областной дороги Тыргу-Жиу-Тисмана с промышленной дорогой интенсивного движения.

Расположение в Бырсештах важного комплекса Министерства Строительной Промышленности сильно увеличило объём транспортного движения на областной дороге Тыргу-Жиу-Тисмана. В целях разделения большого разнообразия транспорта была спроектирована и построена дорога в виде петли ответвляющейся от дороги верхнего путепровода и проходящей затем, приблизительно, на уровне железной дороги. Таким образом автогрузовое движение, которое снабжает глиной цементный завод Тыргу-Жиу, отделяется от автогрузового движения, которое вывозит готовые изделия.

А. МИХУЛ, В. СТАНЧУ, Г. ПОПОВИЧ, Д. ИОРДЭКЕАНУ: Сборно-разборные бункеры для станции для изготовления бетона.

Представлена компановка сборно-разборных станций для изготовления бетона, возводимых из сборных железобетонных элементов, которые собираются при помощи преднапряжения используя для этого стержни крупного диаметра.

Несущие элементы состоят из Н-образных рам, бункеры из призматических элементов в виде квадратных обечаек, а разгрузные вопронки — металлические.

Д. МОРАРУ и И. ДУМИТРЕСКУ: Элементы для теории тротуаров.

Авторы приводят замечание, которое связывает некоторые явления влажности стен старых зданий с существованием водонепроницаемых тротуаров, сделанных именно с целью защиты этих стен от действия метеорических осадков.

Наблюдения проведенные над одним значительным зданием в Бухаресте, в центральном квартале улицы и дворы, которого покрыты бетоном, над зданием монастыря Бребу и над Административным зданием области Яссы, подтвердили выводы теории, сформулированной авторами, что им позволило сделать практические предложения в отношении производства работ по защите зданий против влаги поступающей из грунта.

АЛ. СТЕОПОЕ: Известняковые заполнители для бетона.

В зависимости от минералогического происхождения и гранулометрии, известняковые заполнители ведут себя активно в бетонах на цементе. Активность мельчайших известняковых частиц зависит и от рода употребляемого цемента, и от содержания в нём активных добавок. Активные известняки действуют благоприятно на бтон, но неблагоприятно на сопротивление бетона сернистой коррозии.

И. МУНТЯНУ: Безопасное стекло.

Представлены некоторые аспекты изготовления безопасного стекла и некоторые характеристики последнего учтывая и результаты достигнутые в промышленности нашей страны.

Л. КЭЛИН: Промышленные комплексы для откармливания телят. Конкурс проектов.

В статье описаны конструктивные схемы основных объектов.

В заключении оценивается, что конструктивные схемы, состоящие из бетонных предварительно напряжённых элементов незаводского изготовления опертых на несущие стены, являются простым и дешёвым решением, которое может разрешить в выгодных условиях технологические вопросы.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Castel de apă de mare capacitate

Ing. G. Asandei, ing. I. Neacşu, ing. I. Neagu, ing. H. Sandi*
M.C.I.C.R. INCERC M.C.I.C.R. INCERC

1. INTRODUCERE

Prin punerea în funcţiune a numeroase complexe industriale şi prin dezvoltarea centrelor urbane a sporit, an de an, consumul de apă industrială şi potabilă. Pentru satisfacerea acestor cerinţe crescînde, s-a construit un volum tot mai mare de lucrări hidrotehnice, în cadrul cărora adesea s-a cerut realizarea unor castele de apă.

În articolul de faţă se prezintă o soluţie tehnică nouă pentru un castel de apă de mare capacitate**.

2. CARACTERISTICI FUNCŢIONALE ŞI ARHITECTURALE

Prin forma aleasă şi dimensiunile adoptate s-a urmărit, în primul rînd, îndeplinirea condiţiilor cerute prin temă (fig. 1—2).

Rezervorul de apă potabilă este amplasat în interiorul rezervorului de apă industrială, complet separat de acesta printr-un perete etanş de beton armat, de 25 cm grosime, tencuit pe ambele feţe cu mortar hidrofug.

Capacitatea utilă a acestuia este de 245 m^3, depăşind din motive constructive cu 45 m^3 pe cea cerută prin temă.

Nivelul minim al apei, faţă de cota terenului, este la +28,0 m, iar cel maxim la +36,25 m.

Rezervorul de apă industrială are o capacitate utilă de 1 850 m^3, cu 50 m^3 mai mare decît se cere prin temă, şi se prezintă sub o formă tronconică cu evazarea la partea superioară, asigurînd prin aceasta un volum mare de apă în apropierea nivelului maxim, fapt ce face ca la un consum important, nivelul apei, deci şi presiunea acesteia, să scadă cu puţin, avantaj deosebit în exploatare.

La viteza de recirculaţie a apei industriale prescrisă prin temă şi în condiţiile climatice ale ţării noastre, după cum rezultă din calcule termotehnice şi din experienţa practică a altor lucrări executate, apa nu va îngheţa, chiar în cazul cînd nu se ia nici o măsură de izolare termică a rezervoarelor. De asemenea, în pregătirea apei industriale se folosesc în mod curent rezervoare şi decantoare descoperite. Acest lucru este posibil datorită faptului că impurificarea apei cu particule în suspensie din aer este cu totul neînsemnată în comparaţie cu totalul impurităţilor existente în apa industrială.

Luînd în consideraţie cele de mai sus, rezultă că, la un castel de apă, acoperirea rezervorului de apă industrială, care tehnologic este legat la reţeaua de apă pregătită în decantoare descoperite, nu este raţională.

În consecinţă, întrucît timpul de stagnare a apei de circa 18—20 ore nu reclamă izolarea termică a rezervorului, realizarea rezervorului de apă industrială fără acoperiş a apărut eficientă şi a fost tratată ca variantă de bază a proiectului (fig. 1).

Atunci cînd timpii de stagnare a apei sînt mai mari, iar îngheţarea apei este posibilă, executarea acoperişului devine recomandabilă cu toate că şi în aceste cazuri accidentale crusta de gheaţă care se formează nu împinge în pereţii rezervorului, datorită formei evazate adoptate şi deci nu apar eforturi suplimentare importante în pereţii rezervorului.

Totuşi, în proiect s-a prezentat şi o variantă cu acoperire a rezervorului de apă industrială (fig. 2).

Camera de vane este amplasată în însuşi corpul castelului. Prin forma specială adoptată la fundaţie s-a asigurat în acest scop o cameră cu o suprafaţă de 31 m^2 şi o înălţime utilă de 2,10 m, dimensiuni suficiente pentru această destinaţie.

Conductele şi armăturile necesare umplerii şi golirii rezervoarelor sînt amplasate în imediata apropiere a peretelui turnului de susţinere, ancorate de acesta. La elaborarea soluţiei s-a avut în vedere şi asigurarea acceselor necesar unei bune exploatări.

Forma adoptată devenită clasică în ultimul timp la astfel de construcţii, fără a prezenta o originalitate din acest punct de vedere, se caracterizează printr-un aspect plăcut. Plastica lucrării exprimă sincer funcţiunea şi structura castelului.

3. STRUCTURA DE REZISTENŢĂ

La baza alegerii soluţiilor de structură au stat următoarel consideraţii :

— îndeplinirea cerinţelor funcţionale (capacitate, nivele, accese etc.) prin dimensiuni adecvate ;

— asigurarea capacităţii portante şi stabilităţii atît pe ansamblul structurii, cît şi pe fiecare element structural în parte ;

— obţinerea unor consumuri minime de materiale (în special oţel, lemn, ciment) şi de manoperă ;

— realizarea lucrării la o valoare de investiţie cît mai mică şi într-un termen cît mai scurt ;

— folosirea unor tehnologii de execuţie moderne şi eficiente care să poată fi uşor realizabile cu actualul grad de dotare şi cu actuala experienţă a întreprinderilor noastre de construcţii-montaj ;

— adoptarea unor elemente de construcţie care să aibă scheme de calcul static şi dinamic cît mai clare ;

— pe ansamblu lucrarea să prezinte rezolvări originale

3.1. Fundaţia

Terenul de fundaţie indicat prin temă a condus la necesitatea de a realiza o suprafaţă de contact de 192 m^2 corespunzătoare unei rezistenţe admisibile pe teren de 2,5 kg/cm^2. Soluţia de fundaţie constă dintr-un radier de beton armat, de formă circulară cu o grosime constantă de 75 cm şi un diametru de 15,5 m. Solicitările sînt transmise la fundaţie prin intermediul tubului de susţinere, care pleacă direct de pe radier, cît şi prin intermediul unui contrafort tronconic cu peretele de 30 cm grosime. Contrafortul reduce consola radierului la numai 0,85 m (fig. 2) şi preia cea mai mare parte din sarcinile aduse de turn la nivelul ±0,00 şi le transmite sub un unghiu de 37° la radier (fig. 2a, 2b). Din ansamblul fundaţiei face parte şi planşeul de la cota +0,10 m, care are o grosime de 25 cm şi preia componenţa orizontală dată de contrafort.

În toate ipotezele de calcul, la dimensiunile de fundaţie alese, terenul suportă presiuni pe toată suprafaţa de rezemare

Pentru calculul eforturilor în radier s-a considerat zona interioară ca o placă circulară încastrată pe linia turnului de susţinere, în timp ce zona intermediară (între turnul de susţinere şi contrafort) şi zona exterioară s-au împărţit în fîşii radiale.

Pe baza acestor simplificări s-au determinat eforturile care sînt prezentate în diagramele din figura 3 a, b, c.

Pentru a împiedica flambajul plăcii de la cota +0,10 m, puternic comprimată în planul ei, cît şi pentru reducerea momentelor încovoietoare, s-a prevăzut rezemarea ei pe patru stîlpi cu secţiunea de 30 × 30 cm amplasaţi în jurul trapei de acces din centrul plăcii (fig. 2c).

3.2. Turnul de susţinere

Pentru turnul de susţinere s-a adoptat o formă simplă şi raţională — cilindrul circular din beton armat cu pereţi de grosime constantă de 25 cm.

Turnul pleacă de la radierul de fundaţie (cota −2,25 m) şi se termină la cota +36,50 m. De la cota +28,0 m, acesta îndeplineşte şi rolul de perete separator între cele două rezervoare de apă.

---

* Autorii în ordine alfabetică

** Soluţia a fost premiată în urma prezentării în cadrul concursului organizat de CSCAS cu tema „Castele de apă de mare capacitate"

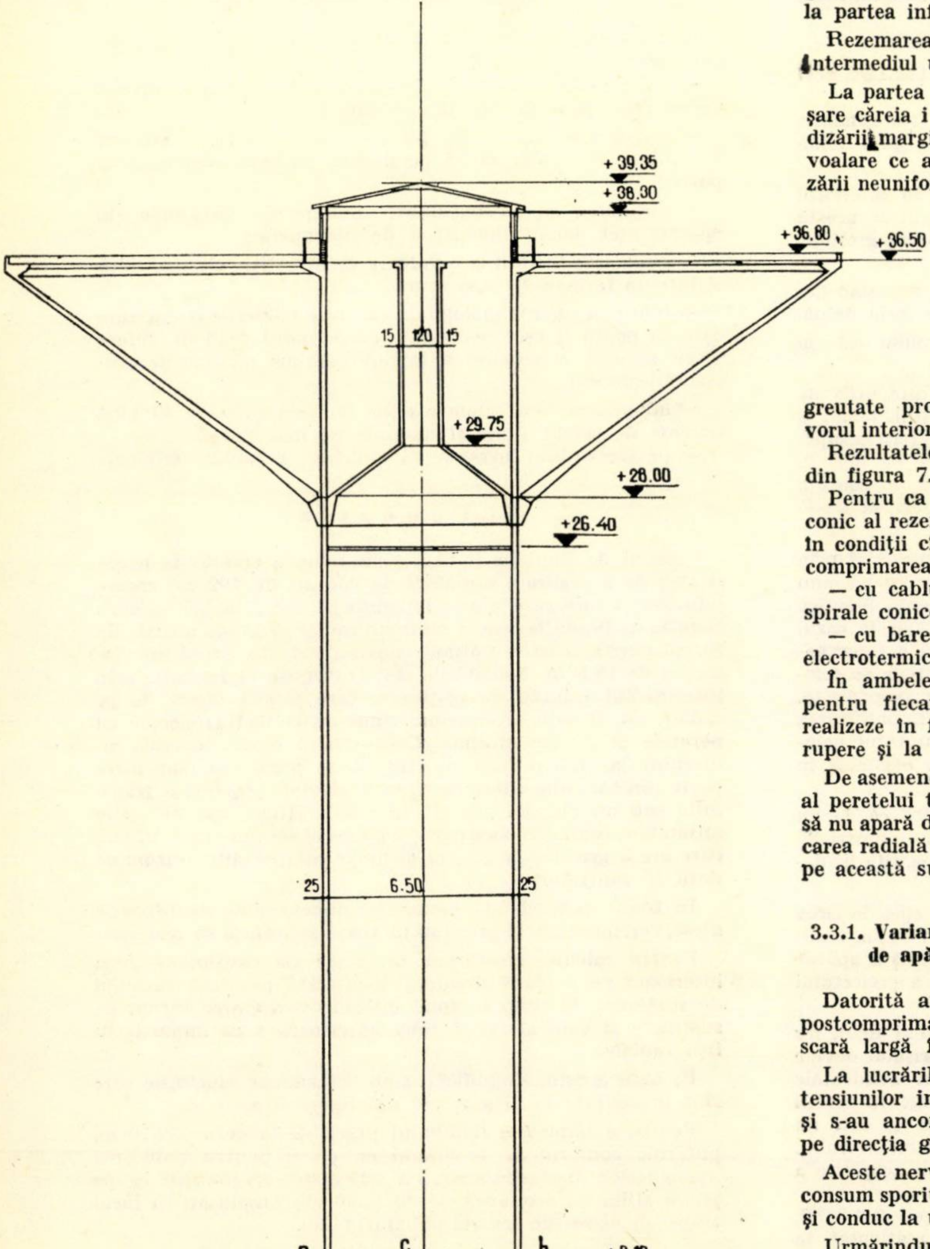
În turnul de susţinere sînt practicate o serie de goluri necesare execuţiei şi exploatării castelului (fig. 4).

La partea superioară, turnul este prevăzut cu un coronament puternic pe care sînt amplasate verinele de liftare a peretelui rezervorului de apă industrială.

În calculul tubului cilindric de susţinere, acesta s-a considerat încastrat în fundaţie la nivelul +0,10 m.

Solicitările la care este supus tubul de susţinere au fost determinate în ipotezele cele mai defavorabile de încărcare ce se pot realiza în timpul execuţiei şi exploatării (turn fără rezervoare, turn cu rezervoarele goale şi pline, vînt sau cutremur).

Fig. 1. Secţiune verticală – varianta I.



Pentru determinarea efectelor forţelor orizontale s-au stabilit coeficienţii dinamici ce intervin în calcul, pe baza perioadei şi formei proprii fundamentale de vibraţie.

Momente puternice în planul peretelui turnului de susţinere sînt localizate pe o zonă relativ mică în jurul cotelor +28,00 m şi +0,10 m.

Stabilitatea generală a tubului este asigurată în primul rînd prin grosimea mare a peretelui rezervorului, cît şi prin rigidizările ce s-au prevăzut pe lungimea acestuia.

3.3. Rezervorul pentru apă industrială

Pentru rezervorul de apă industrială s-a adoptat forma tronconică, avînd cotele din figura 2.

Peretele înclinat al rezervorului de apă industrială are o grosime variabilă de la 16 cm la partea superioară la 45 cm la partea inferioară, corespunzător cu solicitările.

Rezemarea rezervorului pe turnul de susţinere se face prin intermediul unui inel de rezemare (fig. 5a, 5b).

La partea superioară a rezervorului s-a prevăzut o îngroşare căreia i s-a dat o formă corespunzătoare realizării rigidizării marginii rezervorului, care să împiedice tendinţa de voalare ce ar putea să apară, datorită, în special, repartizării neuniforme a presiunii vîntului (fig. 6).

De asemenea, în cazul acoperirii rezervorului de apă industrială, îngroşarea de la partea superioară constituie şi inelul comprimat al acoperişului.

Calculul eforturilor în pereţii rezervoarelor şi ai turnului de susţinere s-a efectuat în teoria de momente, independent pentru fiecare ipoteză de încărcare în parte — greutate proprie, apă în rezervorul exterior, apă în rezervorul interior.

Rezultatele acestor calcule sînt prezentate în diagramele din figura 7.

Pentru ca eforturile importante, ce apar în peretele tronconic al rezervorului de apă industrială, să poată fi preluate în condiţii cît mai economice, în proiect s-a prevăzut postcomprimarea acestuia în două variante :

— cu cabluri de tip Freyssinet cu traseele sub formă de spirale conice ;

— cu bare groase dispuse inelar şi întinse prin procedeul electrotermic.

În ambele sisteme de postcomprimare, s-a urmărit ca pentru fiecare etapă (în execuţie şi în exploatare) să se realizeze în fiecare punct siguranţa prescrisă la stadiul de rupere şi la stadiul de fisurare.

De asemenea, s-a îndeplinit condiţia ca în rostul de aşezare al peretelui tronconic al rezervorului pe inelul de susţinere, să nu apară decît eforturi de compresiune, precum şi ca alunecarea radială să fie împiedicată de frecarea ce se realizează pe această suprafaţă.

3.3.1. Varianta de postcomprimare a peretelui rezervorului de apă industrială cu cabluri de tip Freyssinet

Datorită avantajelor sale tehnico-economice, sistemul de postcomprimare cu cabluri de tip Freyssinet se aplică pe scară largă în special la rezervoarele cilindrice.

La lucrările realizate pînă în prezent pentru preluarea tensiunilor inelare, cablurile s-au dispus pe inele circulare şi s-au ancorat în patru sau mai multe nervuri realizate pe direcţia generatoarei.

Aceste nervuri de ancorare dăunează esteticii, necesită un consum sporit de materiale şi manoperă, îngreunează execuţia şi conduc la un cost mai ridicat.

Urmărindu-se menţinerea avantajelor sistemului, dar şi eliminarea nervurilor pentru considerentele arătate, precum şi acoperirea în condiţiile prescrise a tuturor eforturilor date de solicitările exterioare, s-a ales pentru cele 72 cabluri, alcătuite din 12∅5, un traseu special, de forma unei spirale conice (fig. 9), care după informaţiile noastre nu a mai fost folosit pînă în prezent în tehnica construcţiilor.

Aceste cabluri pleacă de la marginea superioară a rezervorului (îngroşarea de rigidizare) către baza acestuia şi se întorc din nou la marginea superioară, urmărind un traseu

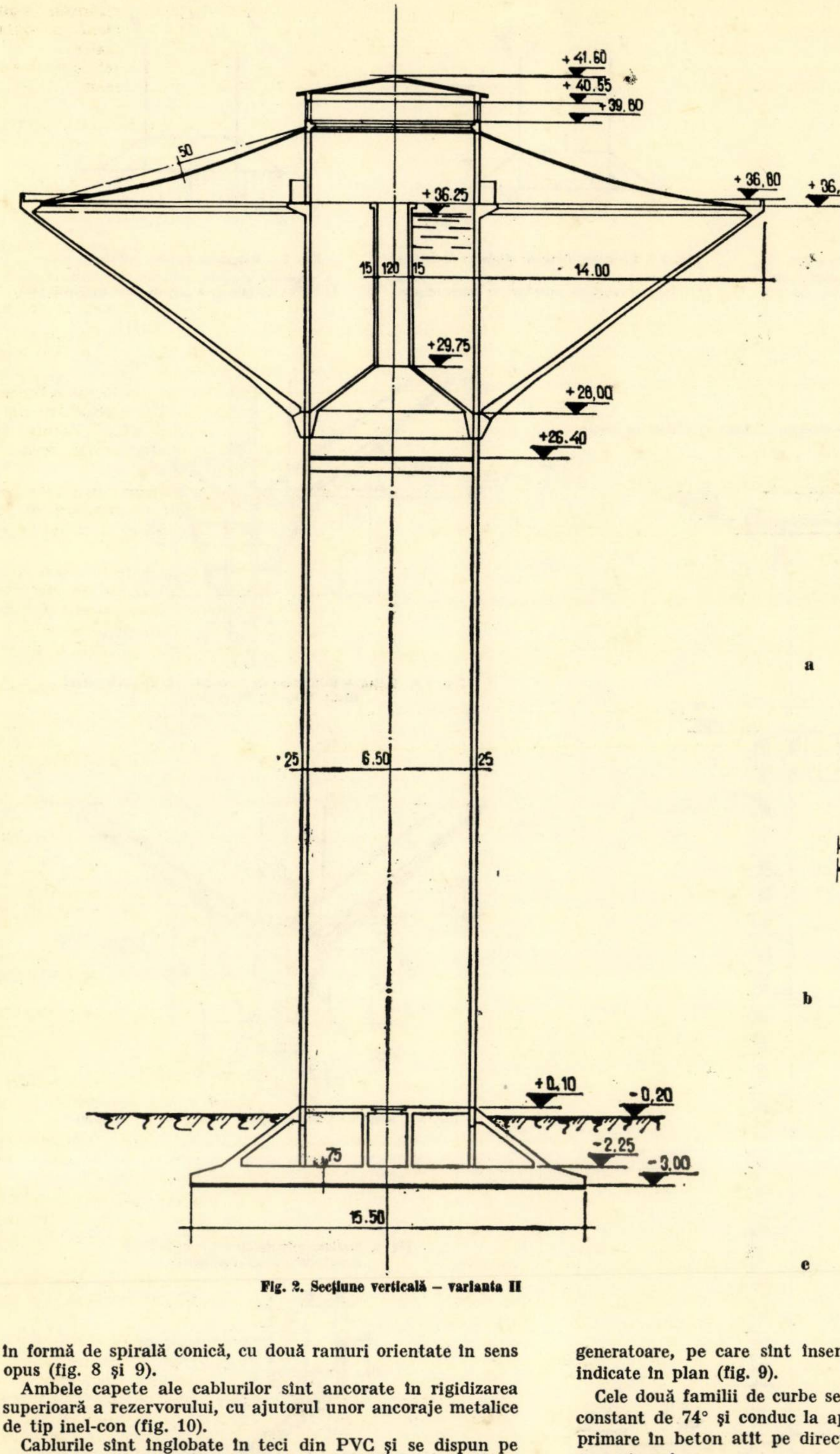

+41.60
+40.55
+39.80
50
+36,80
+36,50
+36.25
15
120
15
14.00
+29.75
+28,00
+26.40
25
6.50
25
+0.10
-0,20
-2.25
-3,00
75
15.50

Fig. 2. Secțiune verticală – varianta II

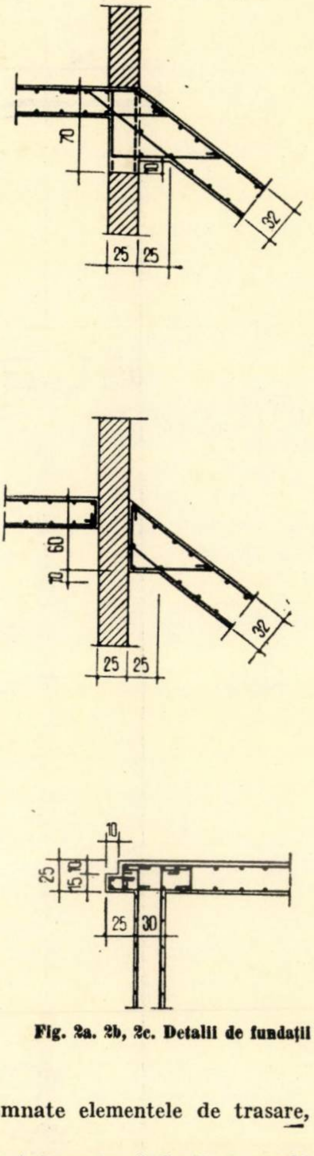

70
10
25
25
32
a
60
70
32
25
25
b
10
25
15
10
25
30
c

Fig. 2a, 2b, 2c. Detalii de fundații

în formă de spirală conică, cu două ramuri orientate în sens opus (fig. 8 și 9).

Ambele capete ale cablurilor sînt ancorate în rigidizarea superioară a rezervorului, cu ajutorul unor ancoraje metalice de tip inel-con (fig. 10).

Cablurile sînt înglobate în teci din PVC și se dispun pe cofraj înainte de turnarea betonului, iar acoperirea cu beton a acestora este de minimum 4,5 cm.

Poziționarea celor două familii de ramuri ale cablurilor se poate face cu ușurință prin folosirea unui șablon dispus pe generatoare, pe care sînt însemnate elementele de trasare, indicate în plan (fig. 9).

Cele două familii de curbe se intersectează după un unghi constant de 74° și conduc la apariția unui efort de precomprimare în beton atît pe direcția inelară, cît și în lungu generatoarei.

Tensionarea cablurilor de la capetele amplasate la marginea superioară a rezervorului prezintă deosebite avantaje, atît în ceea ce privește ușurința de execuție, pentru că sînt

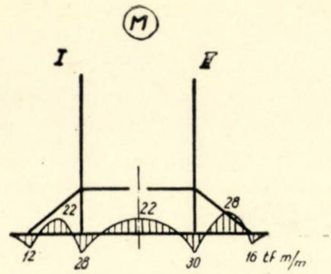

M
I
II
22
22
28
12
28
30
16 tf m/m

Fig. 3 a. Diagrama de momente în radier

I – Pentru gruparea de solicitări fundamentale;
II – Pentru gruparea de solicitări extraordinare

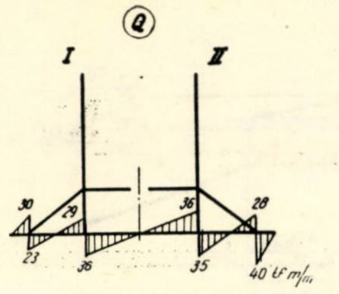

Q
I
II
30
29
36
28
23
36
35
40 tf m/m

Fig. 3 b. Diagrama forțelor tăietoare în radier

I – Pentru gruparea solicitărilor fundamentale;
II – Pentru gruparea solicitărilor extraordinare

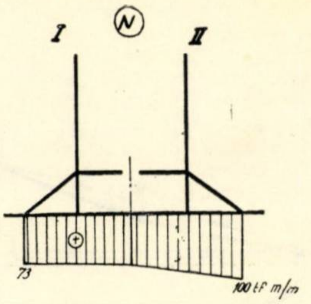
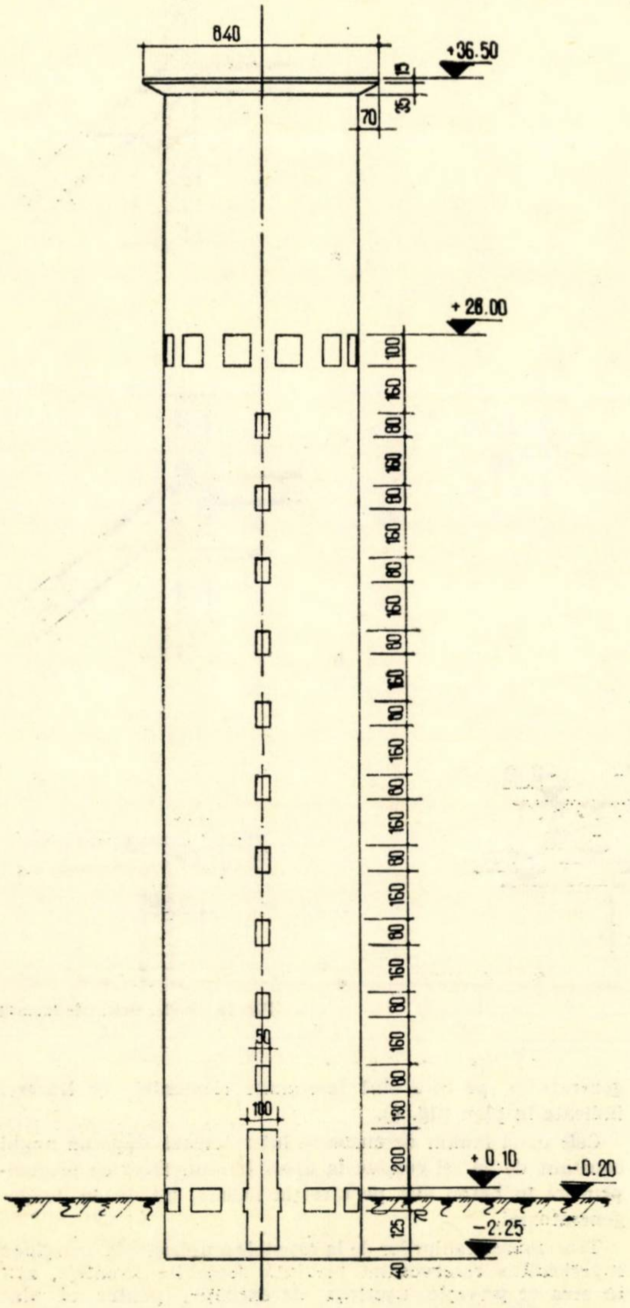

N
I
II
+
73
100 tf m/m

Fig. 3 c. Diagrama forțelor axiale în radier

I – Pentru gruparea solicitărilor fundamentale;
II – Pentru gruparea solicitărilor extraordinare

Fig. 4. Turnul de susținere cu prevederea golurilor realizate la glisare


840
+36.50
15
35
70
+28.00
100
100
160
80
160
80
160
80
160
80
160
80
160
80
160
80
160
80
160
80
130
200
50
100
+0.10
-0.20
125
70
-2.25
40

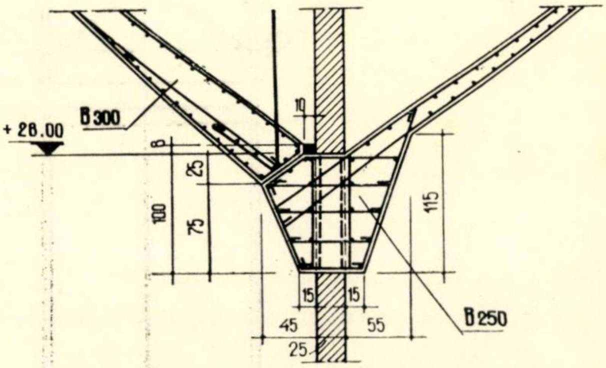

B300
+28.00
10
8
25
100
75
115
15
15
45
55
25
B250

Fig. 5 a. Secțiune prin zona de rezemare în golurile practicate în turnul de susținere

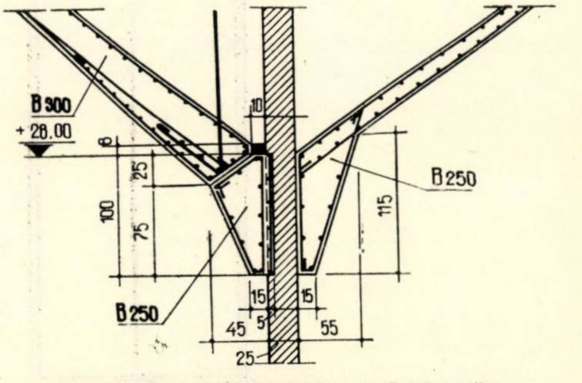
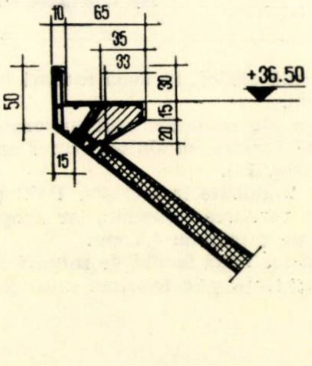

B300
+28.00
10
8
25
100
75
115
B250
B250
15
15
5
45
55
25

Fig. 5 b. Secțiune prin zona plină a turnului de susținere

Fig. 6. Secțiune prin rigidizarea superioară a rezervorului de apă industrială


10
65
35
33
30
+36.50
50
15
20
15

ușor accesibile, cît și pentru că în zona inferioară, unde pierderile de tensiune prin frecare sînt mari, numărul de cabluri pe metrul liniar crește. De altfel, eforturile de întindere, după ce ating un maxim la circa o treime de la bază, scad în această zonă.

Din analiza soluției cu cabluri elicoidale, în comparație cu cea cu cabluri dispuse inelar și ancorate în nervuri pe generatoare, rezultă următoarele :

— cu toate că lungimea activă a cablurilor este mai mare, totuși, datorită faptului că se înlătură lungimea petrecerilor din nervurile de ancorare, mustățile necesare pentru pretensionare și se reduce numărul conurilor de ancoraj, soluția propusă devine mai avantajoasă ;

— soluția clasică aplicată la rezervoare de această formă conduce la folosirea în apropierea bazei rezervorului a unor cabluri de lungime mică, de circa 10 m, în care, datorită alungirii relativ mici sub efort, influența scăpărilor în ancoraj și a cedărilor sub reazeme este foarte mare, anulînd o parte importantă din efortul introdus inițial în cablu ;

— întrucît capetele cablurilor sînt amplasate la marginea superioară a rezervorului, accesul și operațiile de pretensionare sînt mult ușurate ;

— se realizează în acest mod și o precomprimare a peretelui de-a lungul generatoarei.

La calculele eforturilor de precomprimare din peretele rezervorului au fost folosite relațiile de mai jos :

S-a considerat un element infinitezimal de pe suprafața conică a rezervorului (fig. 12), în care :

ds este elementul de arc în lungul generatoarei ;
r — distanța la axul rezervorului (în plan orizontal) ;
dψ — unghiul elementar în plan orizontal.

Ecuația diferențială a curbei descrise de axul unui cablu este :

$$\frac{ds}{r \cdot d\psi} = \pm \operatorname{tg} \gamma = ct \tag{1}$$

sau, într-o formă transformată,

$$\frac{dr}{r} = \pm \cos\varphi \operatorname{tg}\gamma \, d\psi \tag{1'}$$

φ — unghiul normalei exterioare a peretelui cu verticala considerată pozitiv în sus.

Integrarea ecuațiilor diferențiale (1) sau (1') duce la soluția :

$$\frac{s}{s_0} = \frac{r}{r_0} = e^{\pm \cos\varphi \operatorname{tg}\gamma (\psi - \psi_0)} = 10^{\pm \log e \cos\varphi \operatorname{tg}\gamma (\psi - \psi_0)}. \tag{2}$$

Arcul sub care se desfășoară o jumătate de cablu (porțiunea care urcă într-un singur sens) este :

$$\psi_{\max} - \psi_{\min} = \pm \frac{1}{\log e \cos\psi \operatorname{tg}\gamma} \log \frac{r_{\max}}{r_{\min}}, \tag{3}$$

iar lungimea totală a unei jumătăți de cablu este :

$$\frac{1}{2} L = \frac{r_{\max} - r_{\min}}{\cos\varphi \sin\gamma}. \tag{4}$$

Curbura cablului în planul suprafeței este :

$$\frac{1}{R_t} = \frac{|\cos\gamma|}{s} = \frac{\cos\gamma \cdot \cos\varphi}{r}. \tag{5}$$

Curbura cablului normal pe planul suprafeței este :

$$\frac{1}{R_n} = \frac{\cos^2\gamma}{R_2} = \frac{\cos^2\gamma \sin\varphi}{r}. \tag{6}$$

Curbura totală a cablului (de considerat la calculul pierderilor de tensiune) este :

$$\frac{1}{R} = \sqrt{\frac{1}{R_t} + \frac{1}{R_n^2}} = \frac{\cos\gamma}{r} \sqrt{\cos^2\varphi + \cos^2\gamma \sin^2\varphi}. \tag{7}$$

Unghiul total sub care se desfășoară în spațiu o porțiune de cabluri este :

$$\begin{aligned} |\Delta\chi| &= \int_{\psi_{\min}}^{\psi_{\max}} \frac{|dL|}{R} = \\ &= \frac{|\cos\gamma \sqrt{\cos^2\varphi + \cos^2\gamma \sin^2\varphi}}{|\sin\gamma \cos\varphi|} \int_{\psi_{\min}}^{\psi_{\max}} \frac{|dr|}{r} = \\ &= \sqrt{\cos^2\varphi + \cos^2\gamma \sin^2\varphi} \; |\psi_{\max} \psi_{\min}|. \end{aligned} \tag{8}$$

Dacă există un total de *n* cabluri (fiecare cu cîte două ramuri, ascendente în sensuri opuse), iar efortul efectiv într-un cablu, la distanța *r* de axul rezervorului, este $N_0(r)$, atunci efortul în secțiune orizontală $N_{\varphi pr.}$, introdus prin precomprimare după inel în peretele de beton, este

$$N_{\varphi pr} = -\frac{2n\, N_0(r)\, |\sin^2\gamma|}{2\pi r} = -\frac{n N_0(r) |\sin\gamma|}{\pi r}, \tag{9}$$

iar efortul secțional în secțiune după generatoare $N_{\psi pr}$ este :

$$N_{\psi pr} = -\frac{n\, N_0(r)\, |\cos^2\gamma|}{\pi r\, |\sin\gamma|}. \tag{10}$$

Distanța între două cabluri succesive (ramuri de același sens) este pe un cerc orizontal de rază *r* :

$$d_n = \frac{2\pi r}{n}, \tag{11}$$

iar în lungul generatoarei :

$$dr = \frac{2\pi r}{n\,|\operatorname{tg}\gamma|}.$$

Diagramele de eforturi rezultate prin aplicarea relațiilor de mai sus, la cazul concret al rezervorului ce se prezintă, sînt cele din figurile 13 a, 13 b.

3.3.2. Varianta de postcomprimare a rezervorului de apă industrială cu bare groase întinse electrotermic

Postcomprimarea peretelui tronconic al rezervorului exterior, cu bare groase (Ø 25), din oțel Pc 90 întinse prin dilatare electrotermică, s-a dovedit de asemenea eficientă.

Barele de postcomprimare sînt înglobate în beton de la turnare, formînd cercuri orizontale închise, la distanțe de-a lungul generatoarei, rezultate din calcul (fig. 14).

Pentru ca să nu fie împiedicată dilatarea liberă a barelor în timpul încălzirii, s-a prevăzut acoperirea acestora cu o peliculă de bitum pe toată lungimea lor, eliminîndu-se astfel aderența, iar în zonele de îmbinare s-au prevăzut lăcașuri speciale.

Postcomprimarea se realizează prin răcirea barelor ale căror capete sînt sudate la lungimea calculată, obținută în timpul dilatării termice, ca urmare a încălzirii cu ajutorul curentului electric (fig. 16).

Acest procedeu prezintă următoarele avantaje :

— efortul în bare pe întreg traseul este aproximativ egal, întrucît nu se produc pierderi prin frecare ;

— ancorajul capetelor se face simplu, prin sudarea la petrecere a barelor, deci fără un consum suplimentar important de material (sudabilitatea acestor bare este determinată de caracteristicile oțelurilor folosite).

Distanța între inelele de tensiune se calculează plecîndu-se de la diagrama de tensiuni inelare maxime în peretele rezervorului și urmărindu-se ca în toate punctele acestea să fie acoperite de compresiunile ce se realizează prin contracția la răcire a barelor.

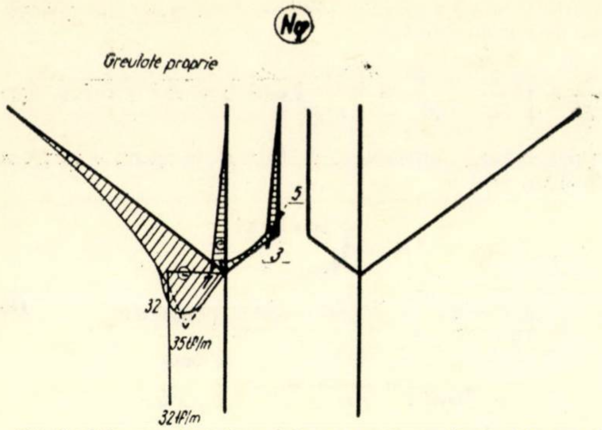

Nφ
Greutate proprie
5
3
⊖
32
35tf/m
32tf/m

Fig. 7 a. Diagrama eforturilor axiale pe generatoare din greutatea proprie

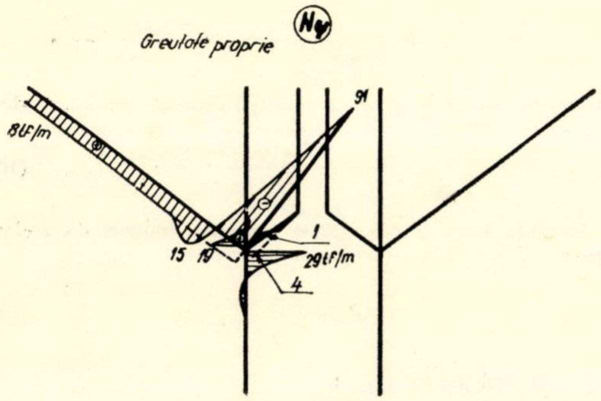

Nφ
Greutate proprie
8tf/m
⊕
91
⊖
1
15
19
29tf/m
4

Fig. 7 b. Diagrama eforturilor axiale inelare din greutatea proprie

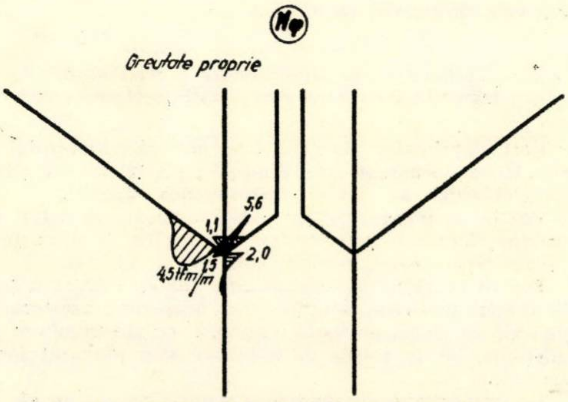

Mφ
Greutate proprie
5,6
1,1
1,5
2,0
4,5tfm/m

Fig. 7 c. Diagrama momentelor încovoietoare pe generatoare din greutatea proprie

3.4. Rezervorul de apă potabilă

Pentru înmagazinarea apei potabile, s-a adoptat o formă clasică de rezervor: peretele exterior cilindric, iar fundul cupolă conică pe care reazemă în centru un tub de acces cu diametrul interior egal cu 120 cm.

Peretele exterior din beton armat se realizează prin prelungirea turnului de susţinere peste nivelul rezemării peretelui exterior al rezervorului de apă industrială, îndeplinind şi rol de perete interior al acestuia.

Cupola de fund şi tubul de acces sînt de asemenea din beton armat de 15 cm grosime.

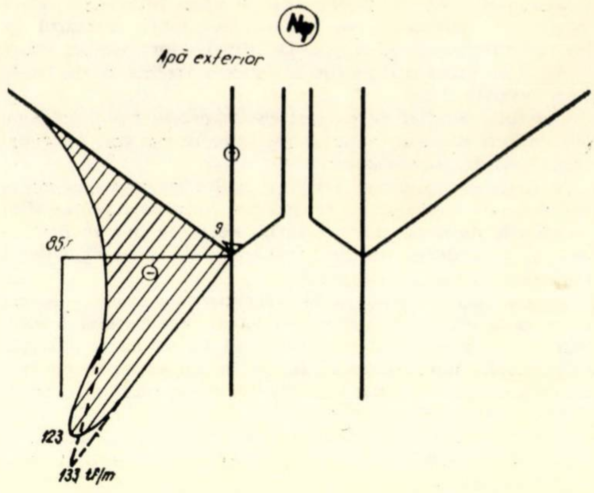

Nφ
Apă exterior
⊕
9
85
⊖
123
133 tf/m

Fig. 7 d. Diagrama eforturilor axiale pe generatoare din încărcare cu apă a rezervorului exterior

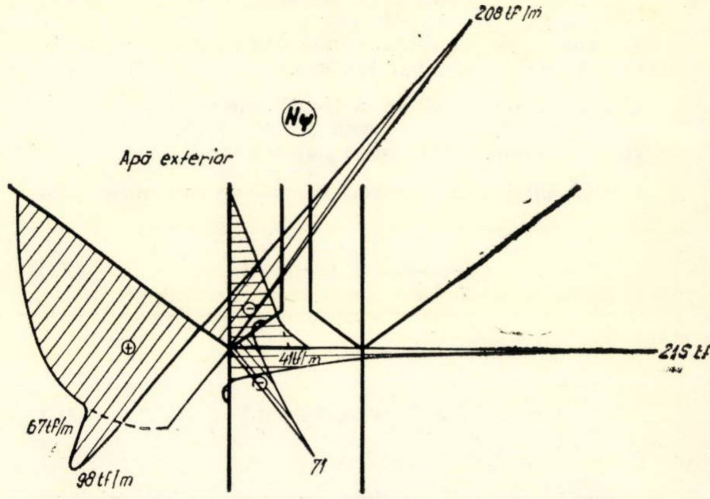

208 tf/m
Nφ
Apă exterior
⊕
⊖
41tf/m
215 tf
67tf/m
98tf/m
71

Fig. 7 e. Diagrama eforturilor axiale inelare din încărcarea cu apă la rezervorul exterior

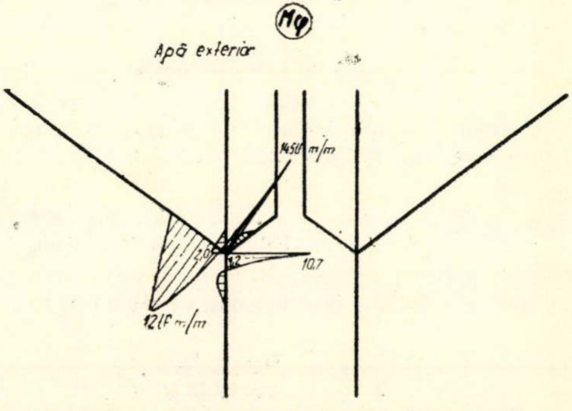

Mφ
Apă exterior
14,50 m/m
2,0
3,2
10,7
12tf m/m

Fig. 7 f. Diagrama momentelor încovoietoare din încărcarea cu apă a rezervorului exterior

3.5. Acoperişul rezervoarelor

3.5.1. Varianta I cu acoperirea parţială, numai a rezervorului de apă potabilă (fig. 1)

După cum s-a arătat anterior, în cadrul proiectului ce se prezintă în articol, se argumentează că nu este necesară acoperirea rezervorului de apă industrială şi ca urmare s-a prezentat ca variantă de bază soluţia cu acoperirea numai a

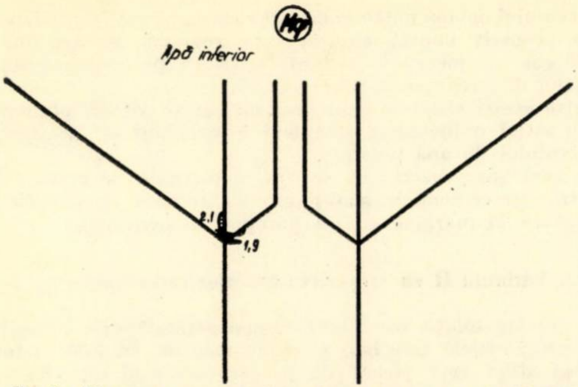

Mφ
Apă interior
2,1
1,9

Fig. 7 g. Diagrama momentelor încovoietoare pe generatoare din încărcarea cu apă în rezervorul interior

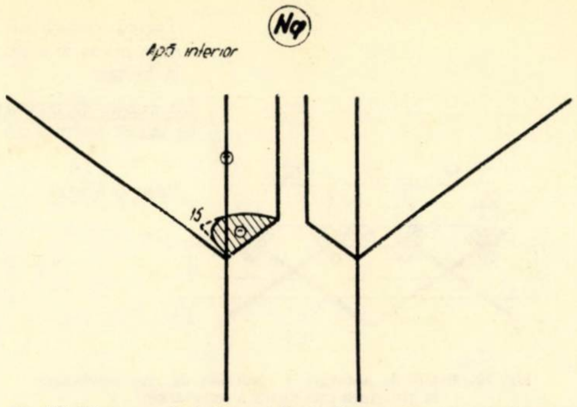

Nφ
Apă interior
⊕
15
⊖

Fig. 7 i. Diagrama eforturilor axiale după generatoare din încărcarea cu apă a rezervorului interior

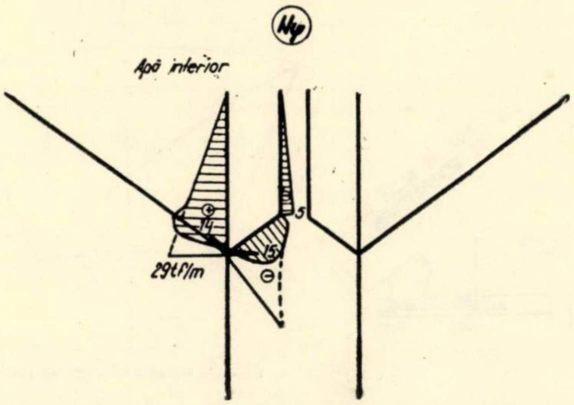

Nψ
Apă interior
⊕
14
5
15
29 tf/m
⊖

Fig. 7 h. Diagrama eforturilor axiale inelare din încărcarea cu apă a rezervorului interior

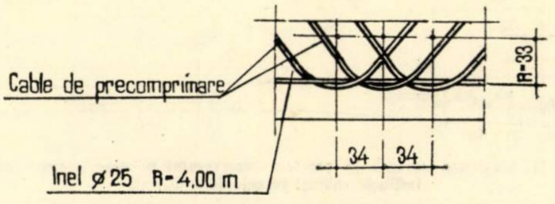

Cable de precomprimare
R=33
34
34
Inel ⌀25 R=4,00 m

Fig. 8. Detaliul de întoarcere a cablurilor de precomprimare la partea inferioară a rezervorului

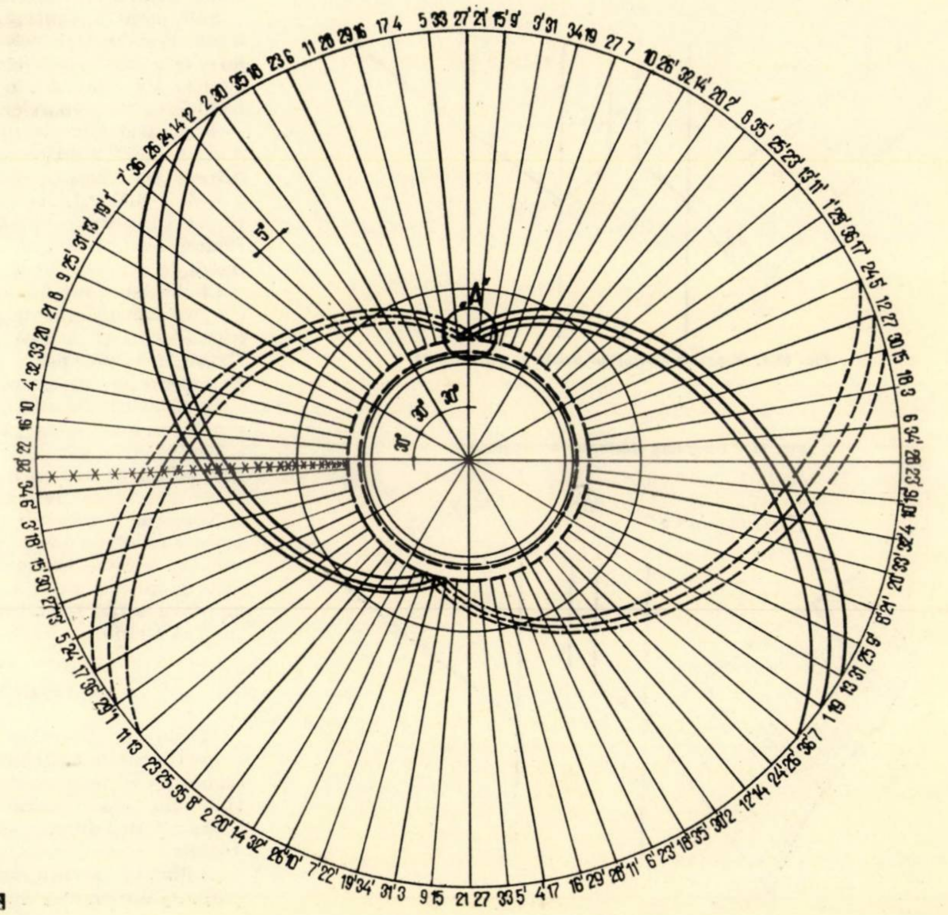


Fig. 9. Trasarea cablurilor de precomprimare

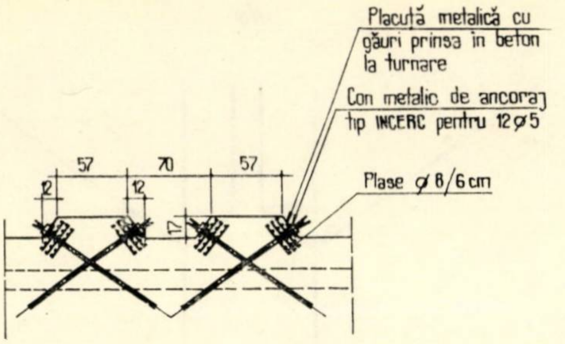

Placută metalică cu găuri prinsă în beton la turnare
Con metalic de ancoraj tip INCERC pentru 12∅5
Plase ∅ 8/6 cm
57
70
57
12
12
17

Fig. 10. Detalii de ancorare a cablurilor de precomprimare la marginea superioară a rezervorului

rezervorului de apă potabilă care se realizează prin prevederea unui acoperiş cupolă sferică, care reazemă pe opt stîlpi 25/35 cm, ce pleacă la distanţe egale de pe coronamentul turnului de susţinere la cota +36,50.

Între aceşti stîlpi se realizează un perete vitrat, obţinîndu-se astfel o închidere completă a spaţiului de deasupra rezervorului de apă potabilă.

Accesul spre rezervorul de apă industrială se realizează printr-o uşă ce conduce pe o pasarelă exterioară de circulaţie prevăzută la margine cu un parapet de siguranţă.

3.5.2. Varianta II cu acoperirea ambelor rezervoare (fig. 2)

În această soluţie rezervorul de apă potabilă este acoperit de aceeaşi cupolă care însă reazemă mai sus cu 2,25 m tot pe opt stîlpi care pleacă de pe coronamentul turnului de susţinere.

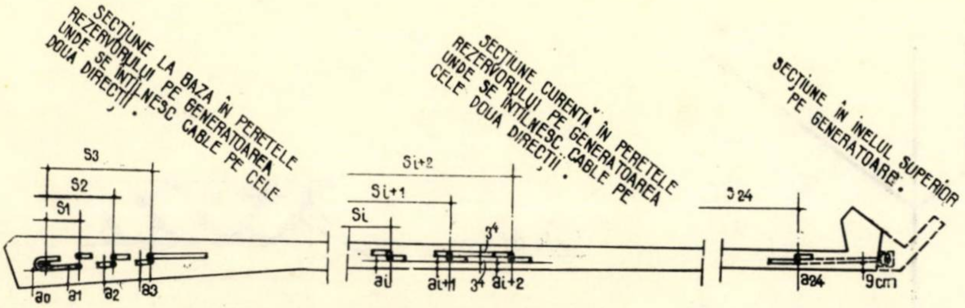

SECȚIUNE LA BAZA ÎN PERETELE REZERVORULUI PE GENERATOAREA UNDE SE ÎNTÎLNESC CABLE PE CELE DOUĂ DIRECȚII
SECȚIUNE CURENTĂ ÎN PERETELE REZERVORULUI PE GENERATOAREA UNDE SE ÎNTÎLNESC CABLE PE CELE DOUĂ DIRECȚII
SECȚIUNE ÎN INELUL SUPERIOR PE GENERATOARE
S3
S2
S1
a0
a1
a2
a3
Si+2
Si+1
Si
ai
ai+1
34
ai+2
S24
a24
9cm

Fig. 11. Secţiunea curentă în peretele rezervorului pe generatoarea unde se întîlnesc cabluri pe cele două direcţii

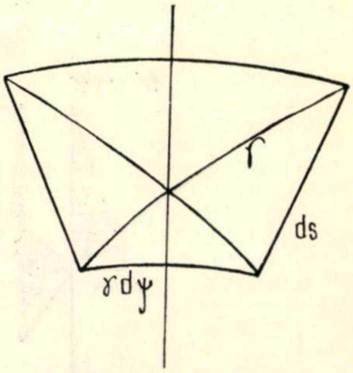


Fig. 12. Detaliu element de calcul

Aceşti stîlpi sînt legaţi la cota +39,5 m printr-o centură de beton armat ce constituie în acelaşi timp şi inelul de tensiune pentru susţinerea acoperişului rezervorului exterior.

Sub această centură, interspaţiile dintre stîlpi au fost lăsate libere astfel încît se comunică pe la partea superioară între cele două rezervoare. Între inelul de tensiune şi centura cupolei s-a prevăzut o închidere vitrată care completează închiderea rezervoarelor.

Acoperişul rezervorului de apă industrială este realizat dintr-o pînză subţire suspendată, alcătuită din plăci prefabricate tip cheson, rezemate pe 72 cabluri formate din 2 Ø 7 — S.B.P.I. Aceste cabluri transmit sarcinile gravitaţionale ale acoperişului la cele două extremităţi de ancorare (îngroşarea de margine a rezervorului exterior şi respectiv inelul de tensiune de la cota +39,50) (fig. 18).

Chesoanele prefabricate sînt de nouă tipuri şi diferă între ele prin dimensiunile în plan, dar au aceeaşi înălţime a nervurilor (8 cm) şi aceeaşi grosime a plăcii (3 cm). La colţuri, ele au prevăzute patru cîrlige din oţel beton pentru rezemare pe cablurí de susţinere (fig. 19 a, 19 c).

Între marginile plăcilor prefabricate se realizează nervuri din beton monolit care conţin şi cabluri de susţinere (fig. 19b).

Pentru a se putea comprima întreg acoperişul, cablurile sînt protejate în teci de PVC, iar capătul din inelul de tensiune este blocat într-un ancoraj metalic.

Numărul şi dimensiunea cablurilor şi forţa de precomprimare s-au determinat pe baza calculului săgeţilor acoperişului în diferite ipoteze de încărcare (greutate proprie, greutate proprie + zăpadă, greutate proprie + sucţiunea dată de vînt), astfel încît nervurile de beton monolit ale acoperişului să nu ajungă să fie întinse în nici o situaţie de încărcare.

4. TEHNOLOGIA DE EXECUŢIE

Tehnologia adoptată se prezintă ca un ansamblu original de soluţionare a castelului, folosind însă pentru fiecare element tehnologii cunoscute sau chiar practicate în tehnica construcţiilor din ţara noastră.

Fazele mai importante ale execuţiei castelului sînt următoarele :

Iniţial, se execută radierul (placă de beton armat de 75 cm grosime) din care se lasă mustăţi pentru legătura cu peretele

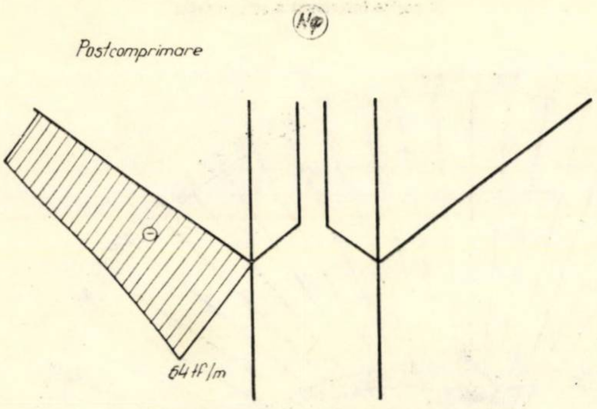
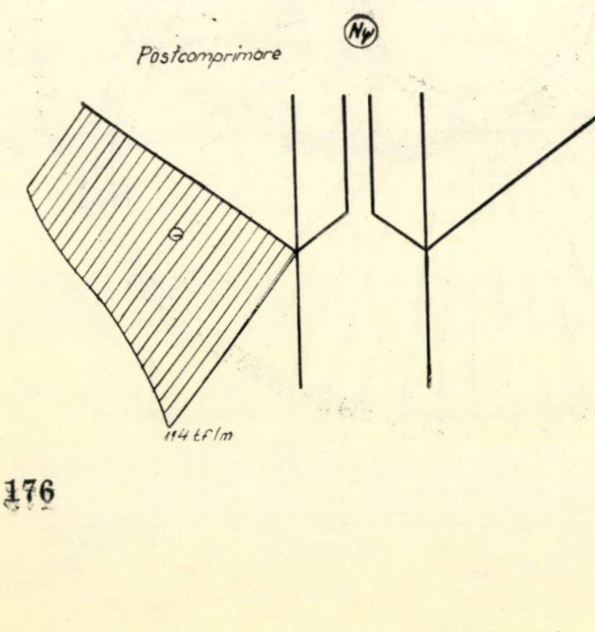


Fig. 13 a. Diagrama eforturilor axiale pe generatoare

Fig. 13 b. Diagrama eforturilor axiale inelare



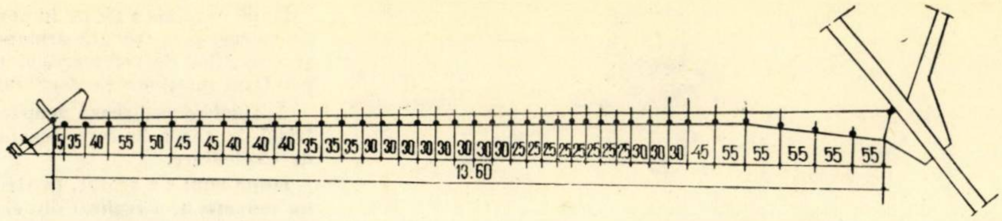


Fig. 14. Secțiune prin peretele rezervorului cu dispunerea barelor de postcomprimare electrotermică

cilindric al turnului de susținere și pentru contrafortul tronconic (fig. 20 a). Pe radier se pornește glisarea turnului de susținere. Concomitent se montează elementele prefabricate ale scării interioare elicoidale (fig. 20 b) și se execută finisarea exterioară a turnului pe înălțimea vizibilă (între cotele +0,10 și +27,40 m). În același timp cu montarea cofrajului glisant pentru executarea turnului, se începe pregătirea și montarea parțială a eșafodajului de susținere a cofrajului pîlniei rezervorului de apă industrială.

Cînd porțiunea de turn glisată a depășit cota +6,00 m, se execută în continuare eșafodajul și cofrajul pîlniei rezervorului, lăsîndu-se două culoare dispuse radial pentru accesul materialelor și al oamenilor pe timpul glisării turnului.

În momentul terminării glisării turnului, se completează zona de cofraj lăsată neterminată, se pozează armătura (din oțel moale și pentru tensionare) și se toarnă betonul din peretele tronconic al rezervorului exterior (fig. 20 c).

La circa două zile de la terminarea turnării peretelui rezervorului se începe tencuirea hidrofugă a feței interioare a acestuia, iar la circa 14 zile se începe postcomprimarea.

La postcomprimarea cu cabluri tip Freyssinet, tehnologia este cea cunoscută cu indicația de a se folosi două perechi de prese pentru a se întinde simultan două cabluri de la ambele capete (fig. 20 d).

Ordinea de întindere indicată (fig. 9) este așa fel stabilită încît să nu se producă solicitări temporare suplimentare importante în peretele rezervorului.

După terminarea întinderii cablurilor urmează injectarea lor și betonarea capetelor de ancoraj.

La postcomprimarea cu bare groase întinse prin procedeul electrotermic, după ce betonul din peretele rezervorului s-a întărit, se înlătură cofrajul în zonele special amenajate pentru acces la bare (la înnădirile cu eclise și la capetele libere) și se realizează contactele electrice la o sursă de curent continuu în vederea încălzirii.

Pe măsură ce bara se încălzește prin trecerea unui curent de 2 000 amperi la o diferență de tensiune de 45 volți, se introduce la capetele libere ale acesteia o forță exterioară egală cu 0,1 din forța totală de control ce trebuie realizată.

Această tensionare suplimentară se obține cu ajutorul unui dispozitiv de urmărire a deformației barei și are rolul de a învinge frecările. Cînd s-a realizat prin încălzire alungirea corespunzătoare efortului dorit, capetele libere se blochează prin înnădire cu sudură (fig. 17) sau alte procedee cunoscute.

Curentul electric poate fi furnizat de o rețea de 380/220 volți existentă pe orice șantier și transformată la parametrii arătați, cu ajutorul a trei transformatori de sudură de 750 amperi amplasați conform schemei (fig. 16), urmînd să se realizeze o încărcare la rețea de 150 kVA.

Pentru a se verifica valoarea eforturilor din bare și în timpul răcirii, se măsoară deformația specifică cu ajutorul unui dispozitiv în care este montat un microcomparator.

După răcirea sudurii de la blocaje, acestea se curăță cu peria de sîrmă și se protejează cu beton.

După operațiile de tensionare urmează tencuirea la exterior a rezervorului sau acoperirea barelor cu pelicule anticorosive necesare protecției armăturilor.

Pentru ridicarea la cota definitivă a rezervoarelor castelelor de apă turnate la sol, se utilizează în tehnica actuală două soluții principale :

— liftarea prin tragere

— liftarea prin împingere.

Cele două moduri distincte de ridicare prezintă avantaje și dezavantaje specifice.

Liftarea prin împingere ca idee este superioară celei prin tragere deoarece permite realizarea integrală a rezervorului la sol inclusiv a finisajelor și probelor hidraulice, în schimb presupune o dotare tehnică deosebită, greu de realizat.

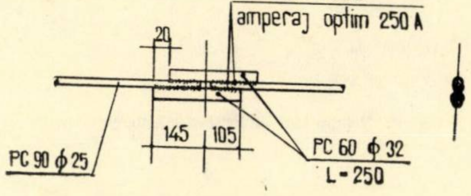


Fig. 15. Detaliu de înnădire a barelor

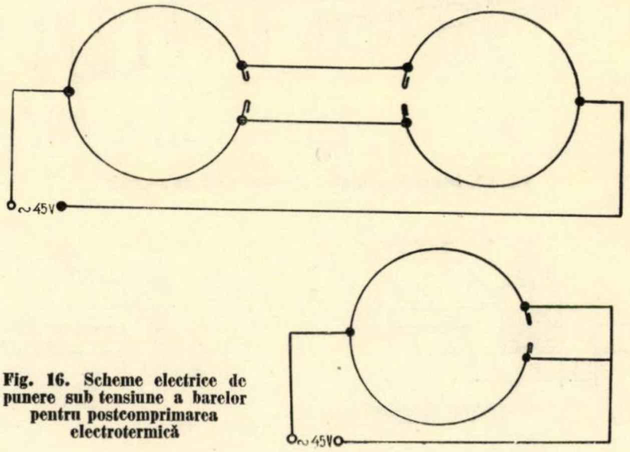
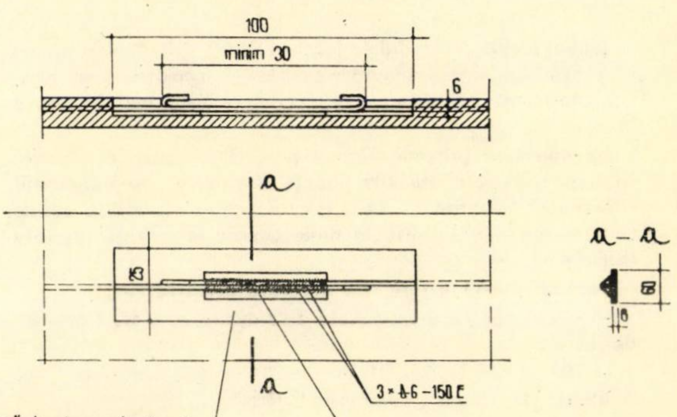


Fig. 16. Scheme electrice de punere sub tensiune a barelor pentru postcomprimarea electrotermică

Fig. 17. Detalii blocaj



După terminarea tensionarii tuturor barelor acest spațiu se umple cu mortar de ciment.

Liftarea prin tragere a fost aplicată parțial la un castel de apă în țara noastră în anul 1965, cînd s-a liftat numai cofrajul pîlniei.

De asemenea, cu acest procedeu a fost ridicat acoperișul Pavilionului Expoziției Naționale, acoperișul unei hale la Uzinele Grivița Roșie, la garajul Panduri etc.

Liftarea prin împingere a fost și ea transpusă în practică în țara noastră în anul 1965 la un castel de 300 m³ realizat la Copșa Mică.

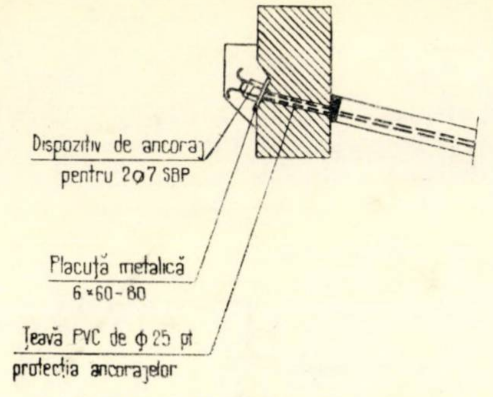
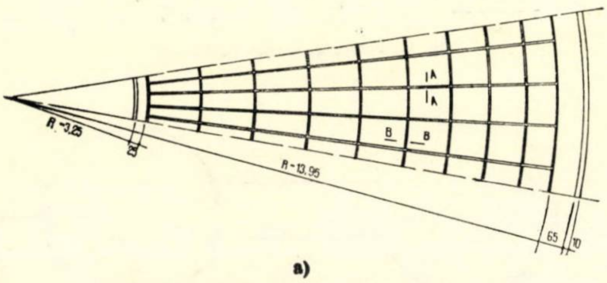
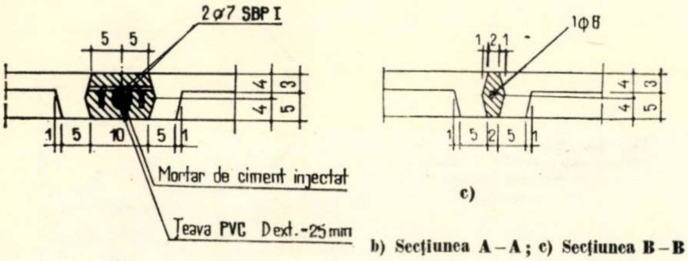

Dispozitiv de ancoraj pentru 2Ø7 SBP
Plăcuţă metalică 6×60-80
Ţeavă PVC de Ø25 pt protecţia ancorajelor

Fig. 18. Detaliu inel de tensiune-susţinere acoperiş



a)

Fig. 19. Distribuţia în plan a chesoanelor de acoperiş



b) Secţiunea A–A; c) Secţiunea B–B

Ţinînd seamă de gradul de dotare tehnică şi de stadiul actual de pregătire a întreprinderilor noastre de construcţii-montaj, s-a considerat că liftarea prin tragere este mai adecvată în prezent.

În proiect se prevede liftarea peretelui evazat al rezervorului prin tragere din 100 puncte dispuse pe coronamentul superior al turnului de susţinere, de către tot atîtea verine electrohidraulice folosite în mod curent la cofraje glisante (fig. 20 e).

Pentru această liftare sînt necesare următoarele :

— 100 verine cu o capacitate de ridicare de 5 tf, fabricate de TUG ;

— 100 tije Ø 25 din OL 50 de 29 m lungime, care pot fi livrate de Uzina „Laminorul'' Brăila ;

— 3 grupuri de pompare folosite la cofraje glisante legate între ele conform schemei din figura 21 ;

— 100 suporţi pentru verine (fig. 22 a şi b).

Din experienţa altor lucrări similare, se poate conta pe o viteză de ridicare de 4—5 m, în 12 ore de lucru pe zi, ceea ce corespunde la ridicări succesive de 2,5—3,5 cm la fiecare cinci minute.

Capacitatea totală de ridicare a celor 100 verine este de 500 tf faţă de 400 tf greutatea peretelui rezervorului, care se liftează, ceea ce asigură o rezervă de 25 %.

Pe măsura ridicării rezervorului, porţiunile de tije ce ies din verine se taie la lungimea de 5 m, recuperîndu-se astfel aproape integral cantitatea de oţel folosită în acest scop.

După ce pîlnia a ajuns în poziţia finală se blochează sistemul de ridicare şi se execută armarea, cofrarea şi betonarea inelului şi a dinţilor de rezemare, simultan cu turnarea fundului şi peretelui interior ale rezervorului de apă potabilă (fig. 20 f).

În final se realizează acoperişul rezervorului de apă industrială în cazul în care acesta apare necesar din condiţiile de exploatare.

După cum s-a arătat, pentru această situaţie, s-a prevăzut un acoperiş uşor realizat din elemente prefabricate suspendate de cabluri radiale.

Cablurile introduse în tuburi PVC au un capăt fix, încastrat la turnarea betonului în rigidizarea de la marginea superioară a rezervorului de apă industrială şi celălalt capăt se blochează mai întîi provizoriu în inelul de tensiune şi apoi definitiv după ce se execută monolitizarea chesoanelor prefabricate şi după întinderea cablurilor la efortul rezultat din calcul.

Chesoanele prefabricate se ridică prin exteriorul rezervorului, simultan din patru puncte, cu ajutorul unor macarale uşoare. Ordinea montajului va fi de la exterior spre interior, chesoanele rezemîndu-se pe cabluri prin intermediul unor cîrlige de agăţare (fig. 20 g).

După turnarea betonului de monolitizare şi întărire parţială a betonului se trece la întinderea cablurilor cu ajutorul unor verine hidraulice de tipul celor folosite la cofrajele glisante, utilizîndu-se în acest scop şi un dispozitiv simplu de inventar pentru sprijinirea presei şi transmiterea efortului. Blocarea se realizează prin împănare cu şaibe (fig. 18).

În final se injectează obişnuit tecile şi se realizează izolaţia hidrofugă.

5. CONSIDERAŢII TEHNICO-ECONOMICE

Prin adoptarea soluţiilor prezentate s-au obţinut rezultate favorabile pentru fiecare element al construcţiei şi anume :

5.1. Fundaţia:

— înălţimea mare de construcţie conferă acesteia o rigiditate deosebită, ce a condus la un consum mic de armătură ;

— prin prevederea golurilor de dimensiuni mari în fundaţie, s-a obţinut un consum mic de beton, fără ca prin aceasta să se mărească sensibil consumul de lemn în cofraje ;

— camera de vane s-a putut amplasa în locul cel mai potrivit, fără a reclama pentru aceasta un consum suplimentar de materiale sau manoperă ;

— întrucît rezervorul exterior se execută la sol, inexistenţa contrafortului în faza iniţială permite turnarea acestuia pe cofraje care pleacă de la radier, deci de pe un suport rigid — radierul şi terenul netulburat din jur şi necesitînd totodată eşafodaje cu circa 2,5 m mai puţin înalte ; aceste avantaje sînt deosebit de importante, dacă se ţine seamă de suprafaţa mare de cofraj şi de precizia de realizare pe care o necesită această operaţie.

5.2. Turnul de susţinere

Prin forma şi alcătuirea adoptată, acesta este capabil să preia în condiţiile prescrise de norme toate solicitările exterioare.

Consumurile de materiale şi în special lemnul şi oţelul au rezultat foarte mici.

Metoda de execuţie este simplă, la îndemîna întreprinderilor de construcţii, întrucît necesită numai utilaje cu care acestea sînt în general dotate.

5.3. Rezervoarele de apă

Prin precomprimarea rezervorului de apă industrială s-au obţinut consumuri mici de materiale, în special beton şi oţel.

Realizarea la sol a acestui element permite obţinerea unei calităţi corespunzătoare şi micşorează preţul de cost.

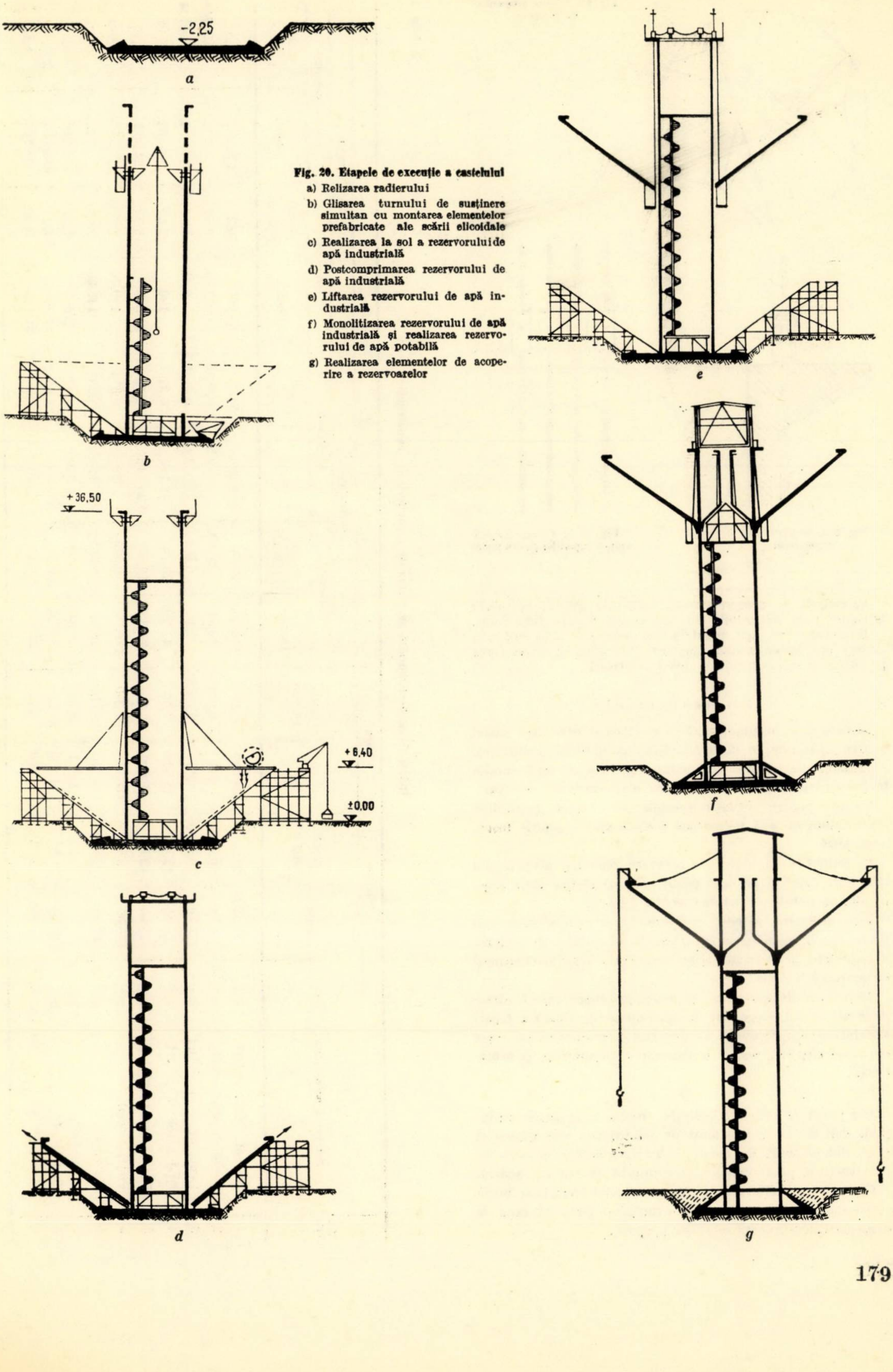


Fig. 20. Etapele de execuţie a castelului

a) Relizarea radierului

b) Glisarea turnului de susţinere simultan cu montarea elementelor prefabricate ale scării elicoidale

c) Realizarea la sol a rezervorului de apă industrială

d) Postcomprimarea rezervorului de apă industrială

e) Liftarea rezervorului de apă industrială

f) Monolitizarea rezervorului de apă industrială şi realizarea rezervorului de apă potabilă

g) Realizarea elementelor de acoperire a rezervoarelor

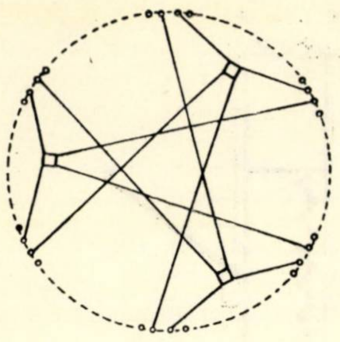


Fig. 21. Schema grupurilor de pompare

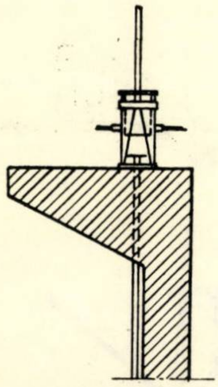


Fig. 22 a. Secțiune prin coronament

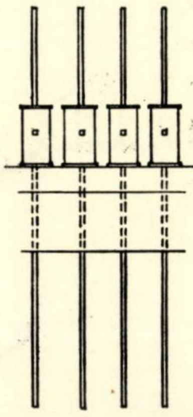


Fig. 22 b. Vedere laterală asupra suporților pentru verine

Procedeele de precomprimare adoptate conduc la soluții eficiente ușor realizabile din punct de vedere tehnologic. Rezervorul de apă potabilă se realizează prin mijloace simple din beton armat obișnuit, simultan cu încastrarea la poziție a rezervorului de apă industrială.

5.4. Acoperișul

În proiect se argumentează că funcționalitatea unui castel pentru apă industrială, în condițiile curente de exploatare, nu reclamă necesitatea acoperișului și, în acest sens, soluția fără acoperiș adoptată prezintă cea mai economică rezolvare. Totuși, pentru situații speciale ce reclamă acoperirea rezervorului de apă industrială s-a adoptat o soluție foarte economică.

Consumurile de materiale necesare realizării acoperișului sînt mici datorită pe de o parte schemei statice alese și pe de altă parte tehnologiei de execuție folosite.

Prin utilizarea plăcilor prefabricate se reduce consumul de manoperă la înălțime, se elimină necesitatea de cofrare a suprafeței acoperișului și se micșorează sensibil consumul de material lemnos.

Important de arătat că, prin compresiunea care o introduce acoperișul suspendat în rigidizarea superioară a rezervorului exterior, se obține o reducere a eforturilor de întindere din acest element, deci și o reducere a consumului de armătură.

★

Din punct de vedere tehnologic, soluția de ansamblu adoptată, deși de un grad ridicat de tehnicitate, este simplă și a nivelul obișnuit de dotare a întreprinderilor noastre de construcții și poate conduce la o durată de execuție scurtă. Ca urmare a celor arătate, pe ansamblul lucrării se obțin astfel indici tehnico-economici avantajoși (tab. 1), ceea ce demonstrează eficiența soluțiilor propuse.

Tabela 1

Indici tehnico-economici pe elemente principale de construcție

Nr. crt.	Denumirea materialului	U/M	Fundația		Turn		Rezervor							
							1. Fără acoperiș				2. Cu acoperiș			
							Freyssinet		Electrotermic		Freyssinet		Electrotermic	
			Cantit.	Cantit. / 2 000 m³	Cantit.	Cantit. / 2 000 m³	Cantit.	Cantit. / 2 000 m³	Cantit.	Cantit. / 2 000 m³	Cantit.	Cantit. / 2 000 m³	Cantit.	Cantit. / 2 000 m³
1	Ciment echiv. P 300	kg	57 050	28,5	94.000	47,0	114.000	57,0	106 000	53,0	133 000	56,2	123 000	61,5
2	Lemn de brad ecaris.	m³	4,76	0,00238	3,41	0,00175	10,33	0,00516	10,33	0,0516	11,81	0,00740	11,81	0,00740
3	Lemn de brad rotund	m³	1,10	0,00055	1,15	0,00056	2,10	0,00105	2,10	0,00105	2,67	0,00134	2,67	0,00134
4	Oțel beton echiv. OL 38	kg	25 050	12,52	15 000	7,50	47 580	28,79	41 142	20,57	55 190	27,60	48 752	24,40
5	Oțel beton total	kg	25 050	12,52	15 000	7,50	25 730	12,87	28 442	14,22	31 590	15,79	34 302	17,15
5	Pietriș sortat	m³	159,00	0,080	180,50	0,090	149,70	0,075	146,60	0,073	190,70	0,095	187,60	0,094
6	Nisip	m³	83,60	0,042	117,55	0,059	129,40	0,065	129,20	0,065	145,20	0,073	145,20	0,073
7	Laminate	kg			1 072	0,51	2 640	1,32	1 370	0,67	2 485	1,25	1 210	0,60
8	Cost total	lei	142 000	71,00	174 500	87,25	384 500	192,25	336 500	168,25	454 000	227,00	406 000	203,00
9	Manoperă	ore trans.	6 838	3,42	9 660	4,83	28 394	1,42	25 904	1,38	31 194	1,52	28 704	1,43

Utilizarea într-o fabrică de prefabricate a polimerilor pentru repararea elementelor din beton armat precomprimat

Ing. I. Vasilescu, ing. M. Halmagiu, ing. D. Haliski

Producţia de elemente prefabricate din beton armat şi beton precomprimat în Republica Socialistă România este în continuă creştere, depăşind 1 000 000 m^3 anual. La un asemenea nivel de producţie, apare în mod inerent, atît pe parcursul desfăşurării procesului tehnologic în fabrici, cît şi a montajului prefabricatelor în construcţie, un procent relativ important de piese cu defecte, piese care în ultimă analiză devin inutilizabile.

Pe linia directivelor de partid şi de stat, aceste piese prefabricate, cu o valoare mare de întrebuinţare, nu trebuie să fie scoase din circuitul economic.

Cauzele care pot duce la defecţiuni ale prefabricatelor provin din unele operaţii necorespunzătoare ale procesului tehnologic de confecţionare (modul de vibrare sau torcretare al betonului, manipulări, depozitări etc.), din defecte ale transportului pînă la şantierul respectiv, cît şi din unele operaţii de montaj.

Parte din aceste elemente prefabricate din beton se pot însă repara în condiţii foarte economice, folosind anumite proprietăţi ale polimerilor de tip răşini epoxi şi poliesteri.

Folosirea polimerilor (atît sub formă de adeziv cît şi sub formă de mortare şi betoane), pentru repararea elementelor prefabricate, impune însă o serie de cercetări asupra acestor materiale, de aplicaţie cu totul nouă în tehnica betonului. Cercetările ce trebuie făcute au drept scop: alegerea tipului de răşină sintetică ce urmează a se folosi, analizarea modului de comportare în timp a materialului, analizarea modului de executare a reparaţiei, în vederea asigurării caracteristicilor tehnice iniţiale ale elementului prefabricat devenit inutilizabil.

În laboratorul Întreprinderii de prefabricate „Progresul" din Bucureşti şi la INCERC au fost efectuate cercetări asupra unor răşini sintetice de provenienţă indigenă şi străină, în vederea aplicării rezultatelor obţinute la repararea diferitelor tipuri de prefabricate [1], [2], [3]. Cercetările au cuprins analiza modului celui mai economic de reparaţie corespunzătoare şi comportarea materialelor de reparaţii la diverse condiţii de exploatare pentru a se putea constata eficienţa lor. De asemenea, o parte din elementele reparate au fost supuse încercărilor care au mers în multe cazuri pînă la rupere. Unele din aceste încercări au fost efectuate în condiţii climatice deosebite (—25°C, + 50°) în vederea obţinerii unor rezultate cît mai complete.

CERCETĂRI DE LABORATOR

1. Răşini sintetice folosite

În cadrul laboratorului fabricii au fost cercetaţi următorii polimeri, ce urmau a se folosi la repararea elementelor prefabricate:

— produse indigene : — ARACET E.50
— DINOX 040 A
— EPOXIT CE—30.01
— produse străine : — EPOWELD 811 (S.U.A.)

Produsul „ARACET E.50" este un acetat de polivinil cu conţinut de 45—50% solide, obţinut prin polimerizarea în emulsie apoasă.

„DINOX 040 A" este o răşină epoxidică, avînd un echivalent epoxi de 0,30—0,40 %. Acest produs se foloseşte împreună cu întăritorul „E" prin amestecare în proporţie de circa 1/0,07. Întăritorul „E" este o etildiamină.

Produsul denumit „EPOXIT" este compus dintr-o răşină epoxidică „CE.30.01" şi un întăritor „CT.—30.02" amestecate în proporţie de 4/1—5/1.

„EPOWELD 811" de provenienţă străină este format din răşini epoxi „A" şi un întăritor „B" amestecate în părţi egale. La acest amestec se poate adăuga ciment, nisip etc. în proporţie de pînă la 300%. De asemenea produsul poate fi diluat cu toluel.

Toate aceste substanţe se întăresc relativ uşor la temperatura ambiantă (+20°C).

2. Elemente ce au stat la baza cercetărilor de laborator

În general s-a constatat că elementele prefabricate se degradează, devenind neutilizabile, cînd apar următoarele defecţiuni mai importante:

a) Fisurarea unui element datorită unei manipulări, depozitări sau unui transport defectuos efectuat; acest defect a fost constatat la elemente din beton armat pentru pereţi despărţitori, grinzi precomprimate în formă de T şi elemente precomprimate pentru irigaţie.

b) Defecţiunile indicate mai sus pot provoca chiar ruperea elementului, lucru întîmplat la stîlpi din beton armat pentru hale industriale şi grinzi precomprimate de 12,0 m lungime cu secţiunea T.

c) Compactarea slabă prin vibrare sau torcretare pe anumite porţiuni ale prefabricatului, care conduce la zone poroase sau segregate; această defecţiune a fost urmărită la diferite tipuri de grinzi şi la tuburi de presiune din beton precomprimat.

d) Impurităţi anormale în compoziţia betonului, care în cazul tuburilor de presiune conduc la puncte de neetanşeitate.

e) Nerespectarea unor cote de mare precizie, impuse prin proiectul de execuţie, care pot uneori să facă elementul prefabricat neutilizabil; această defecţiune poate fi întîlnită mai ales la tuburile de presiune şi la elementele precomprimate pentru irigaţii.

Pentru a se putea remedia, în condiţii economice şi în limite tehnice de exploatare normală a construcţiei, majoritatea defectelor care conduc la neutilizarea pieselor, s-a ajuns la concluzia că reparaţiile pot fi de următoarele tipuri (fig. 1) în raport cu defecţiunile indicate mai sus:

— reparaţia de tip „W". Această reparaţie comportă spargerea zonei rupte, aplicarea adezivului pe suprafaţa zonei bune şi turnarea unui beton obişnuit, de aceeaşi marcă cu betonul vechi;

— reparaţia de tip „X". Reparaţia se va executa prin spargerea betonului în locul cu defect, aplicarea unui adeziv pe cele două suprafeţe şi turnarea unui beton sau a unui mortar cu răşini sintetice;

— reparaţia de tip „Y". Remedierea constă în aplicarea adezivului pe suprafaţa de rectificat şi apoi completarea pînă la dimensiunea exactă cu mortar sau cu beton cu polimeri;

— reparaţia de tip „Z" cuprinzînd o peliculizare în vederea etanşării unor zone ale betonului.

Pentru stabilirea comportării tipurilor de reparaţii indicate, au fost făcute, cu cele patru tipuri de răşini sintetice, o serie de experimentări de laborator, folosindu-se epruvete sub formă de prisme 4 × 4 × 16 cm şi brichete. Prismele au fost confecţionate dintr-un beton superior de marca B.600 (cu rezistenţa la întindere din încovoiere între 70—100 kg/cm^2), tocmai în scopul punerii în evidenţă a calităţilor adezivului folosit.

Este însă în general cunoscut că, în mod curent, elementele prefabricate din beton armat se execută cu betoane de marcă B.250—B.300 cu rezistenţă la întindere între 18—22 kg/cm^2 şi numai elementele din beton precomprimat ating mărci de beton între B.400 şi B.600.

Experimentările pe prisme au fost efectuate urmărindu-se reprezentarea la scară a tipurilor „W, Y, X" şi „Z" de reparaţii indicate, ele tratîndu-se conform schiţei din figura 2.

Aceste prisme cît şi brichetele au fost supuse încercărilor de laborator (fig. 3 şi 4). În special s-au făcut determinări pentru a se stabili: rezistenţa la tracţiune, la compresiune, proba de îngheţ — dezgheţ etc.

De asemenea au fost efectuate probe de laborator şi asupra unor prisme confecţionate din mortare cu polimeri în scopul determinării reţetelor şi caracteristicilor fizico-mecanice ale mortarelor folosite la reparaţii.

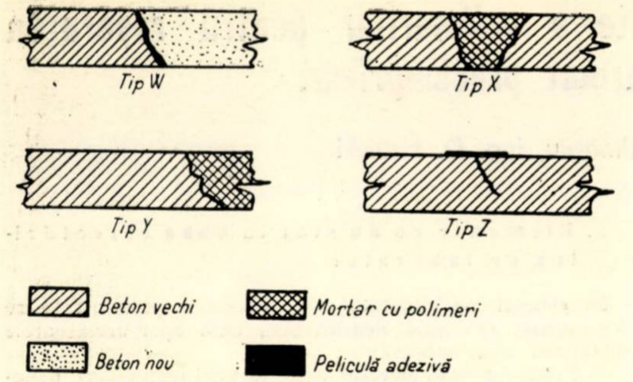


Fig. 1. Tipuri de reparaţii efectuate

3. Rezultate obţinute în cadrul cercetărilor de laborator

În tabela din figura 5 sînt prezentate rezultatele obţinute la tracţiune pe prisme şi brichete din beton la care s-au aplicat tipurile de reparaţii X, Y, Z şi W, folosind polimeri de tip ARACET E.50 şi EPOXIT CE.30.01, considerate cele mai indicate din punct de vedere tehnic şi economic în reparaţia prefabricatelor. Determinările s-au făcut la intervalul de o zi şi şapte zile, deoarece se consideră că după o zi elementul prefabricat reparat se transportă în depozitul de produse finite, iar după şapte zile se transportă pe şantier şi se montează. Temperatura la care s-au făcut determinările a fost de + 20° ± 2°C.

Din încercările efectuate s-a constatat că la şapte zile se obţine cca 70%—90% din rezistenţa la 28 de zile a mortarelor pe bază de polimeri.

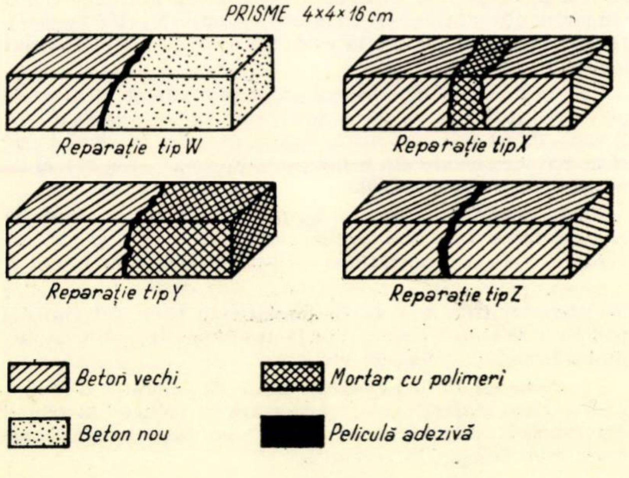
La determinarea eforturilor de tensiune pe brichete s-au obţinut, în cazul mortarului pe bază de ARACET E.50, rezistenţe care au variat între 18÷30 kg/cm^2, iar în cazul EPOXIT CE. 30.01 rezistenţe între 20 ÷ 40 kg/cm^2.

Modulul de elasticitate al mortarului pe bază de EPOXIT CE 30.01 a variat între 155 000 — 165 000 kg/cm^2.

Din determinările efectuate asupra mortarelor pe bază de polimeri ARACET E.50 şi EPOXIT CE.30.01 s-a constatat că rezultatele cele mai bune s-au obţinut asupra mortarelor care au avut compoziţia următoare:

Mortar	Amorsaj	
Epoxit CE 30.01	Epoxit CE 30.01	E.50
Nisip 0—1 Nisip 1—2 } 80%	Răşină 4 părţi	E. 50 20%
		Ciment 60%
Întăritor 1 parte Răşină 4 părţi } 20%	Întăritor 2 părţi	Apă 20%

Fig. 2. Experimentări efectuate pe prisme de 4 × 4 × 16 cm



Rezistenţele obţinute pe prisme 4×4×16 cm au fost următoarele:

Denumirea polimerului	Compresiune		Tensiune din încovoiere	
	1 zi	7 zile	1 zi	7 zile
EPOXIT CE 30.01	490	900	263	364

Supuse la un ciclu de 25 îngheţuri şi dezgheţuri la temperatură de —20°...+20°, o serie de prisme de tip „Z" la care s-a folosit adezivul „EXPOXIT CE. 30.01" s-au obţinut rezultatele arătate în figura 6, prismele fiind încercate la încovoiere şi compresiune la temperaturile de —20°...+20° şi +50°.

Din analiza rezultatelor obţinute se pot trage următoarele concluzii:

Pentru reparaţia elementelor prefabricate de marcă B.250 şi care nu sînt supuse în exploatare la temperaturi şi umidităţi ridicate, se pot folosi în condiţii bune polimerii de tip E.50 şi EPOXIT.

Polimerul E.50 prezintă avantaje faţă de EPOXIT în ceea ce priveşte costurile cît şi uşurinţa cu care se aplică la reparaţii datorită vîscozităţii reduse.

În cazul elementelor prefabricate de marcă superioară şi unde zona reparată este supusă unor eforturi deosebite, reparaţiile pe bază de EPOXIT sînt cele mai indicate.

4. Reparaţia elementelor prefabricate din beton armat şi beton precomprimat

La baza stabilirii metodei de reparaţie şi alegere a tipului de polimer în vederea remedierii unui element prefabricat deteriorat trebuie să stea o fişă tehnologică de reparaţie. La întocmirea fişei tehnologice de reparaţii de către serviciul tehnic al fabricii, pentru fiecare tip de remediere şi defecţiune în parte, vor trebui să se ia în considerare următoarele:

I. Remedierea se va face în aşa fel încît să nu se modifice pe cît posibil caracteristicile structurale iniţiale ale elementului prefabricat înainte de a fi deteriorat. În acest sens, se va folosi o cantitate minimă de mortar pe bază de polimer, deoarece modulul de elasticitate, fluajul şi contracţia acestor mortare diferă de caracteristicile betonului clasic.

Se va căuta pe cît posibil să se utilizeze la remedieri pelicule de adeziv, pentru a realiza o aderenţă intimă între betonul vechi şi cel nou din reparaţie, sau completări cu mortare pe bază de polimer introdus în şliţuri de dimensiuni reduse pentru a reface continuitatea dintre cele două zone de beton vechi; în orice caz nu se recomandă completarea zonei de beton distruse cu betoane sau mortare pe bază de polimeri.

II. Reparaţia aleasă trebuie să fie economică. În general preţul actual al polimerilor este încă foarte ridicat.

În acest sens se menţionează că folosirea răşinilor epoxidice este în prezent de circa şase ori mai scumpă decît a reţetelor pe bază de acetat de polivinil. În concluzie se va prefera, atunci cînd este posibil, utilizarea acestora.

III. Trebuie urmărit ca reparaţiile să aibă aceeaşi culoare cu a elementului prefabricat, pentru a nu atrage în mod deosebit atenţia. Pe această bază, o reparaţie cu mortar de ciment şi adaos de „ARACET E 50" este de preferat în raport cu reparaţiile executate cu răşini tip „EPOXIT CE 30.01".

IV. În alegerea tipului de polimer cu care se execută o reparaţie este hotărîtoare mărimea solicitării la care este supusă zona reparaţiei, precum şi mediul în care se exploatează elementul prefabricat.

De exemplu, în zona de solicitare maximă sau la temperatură ridicată (+50°C) şi umiditate excesivă se va folosi răşina tip „EPOXIT CE. 30.01", la temperatură şi umiditate normală se va prefera utilizarea „ARACETULUI E. 50".

V. Totdeauna va sta la baza executării unei reparaţii un calcul economic pentru a stabili modul de executare a acesteia. Din experienţă s-a constatat că, de exemplu, la elementele prefabricate ce prezintă fisuri, remedierea se poate efectua mai economic prin executarea unui şliţ pe traseul fisurii cu ajutorul unei dalte pneumatice şi apoi prin umplerea şliţului cu un mortar pe bază de polimer, decît să se colmateze fisura prin injectare sub presiune.

În unele cazuri, cînd fisura nu are o influenţă negativă asupra capacităţii portante a elementului prefabricat, apare economică executarea unei pensulări cu o răşină sintetică pentru a feri de coroziune armătura.

VI. Pentru reuşita reparaţiei trebuie dată o atenţie deosebită modului de pregătire a suprafeţei ce urmează a fi remediată, operaţiune în general bine cunoscută. Considerăm curăţirea prin sablare (cu aparate tip VACUUM-BLAST) sau prin periere şi degresare cu soluţie acidă, ca metodele cele mai indicate.

VII. Orice reparaţie urmează a se executa numai cu personal calificat, care se va ghida după fişa tehnologică specială amintită mai sus.

În acest scop, fişa trebuie să precizeze tipul adezivului, reţeta amestecului folosit pentru realizarea adezivului, mortarului sau betonului, modul de pregătire a suprafeţei betonului pe care se aplică răşina etc.

5. Exemple de elemente prefabricate reparate pe bază de polimeri

Gama elementelor prefabricate executate uzinal este foarte mare şi deci şi tipurile de remedieri sînt deosebit de variate. În cele ce urmează se vor prezenta cîteva tipuri de reparaţii caracteristice, ce au fost executate.

a. Fisuri sau ruperi ale elementelor prefabricate

a.1. Elementele de panouri mari, pentru construcţii de locuinţe şi în special panourile de pereţi despărţitori de 7 cm grosime sînt elemente fragile, care fisurează la şocurile accidentale din transport, manipulare şi montaj.

Remedierea fisurii (remediere de tip „X") se realizează prin executarea unui şliţ în lungul fisurii, cu ajutorul dălţii pneumatice sau manual. În cazul fisurilor pătrunse pe toată grosimea piesei, şliţul se execută pe ambele feţe ale panoului. După perierea şliţului şi suflarea cu aer pentru îndepărtarea impurităţilor se aplică amorsajul şi apoi un mortar, ambele pe bază de ARACET E.50.

a.2. Elementelor de fermă de 6 m lungime (care se asamblează prin precomprimare, cîte trei sau patru tronsoane pentru a forma grinzi cu zăbrele de 18 şi respectiv 24 m deschidere) care prezintă fisuri, li se poate aplica reparaţia de tip „W". Fisurarea acestor prefabricate apare mai ales la manipulare, în special în zona tirantului care este slab armat pînă în momentul precomprimării.

Remedierea se execută prin spargerea betonului pe o lăţime de circa 30 cm în jurul fisurii din tirant. Suprafaţa de spargere se face în unghi de 90° faţă de axa longitudinală a tirantului, conform schiţei din figura 7.

După periere şi suflare cu aer, pentru îndepărtarea impurităţilor, se execută eventual îndreptarea armăturii de rezistenţă care a putut fi deranjată din poziţie în momentul spargerii betonului. Repararea se face prin pensularea cu adeziv (amorsaj) pe bază de „ARACAT E 50" a celor două suprafeţe de beton, adăugarea unor etrieri suplimentari şi completarea zonei sparte cu beton obişnuit.

a.3. Stîlpii de hale industriale, care au prezentat rupturi complete ale secţiunii din cauza unui accident de depozitare incorectă, au fost reparaţi aplicîndu-se tot tipul de reparaţie „W", după procedeul arătat la punctul a.2. de mai sus (fig. 8).

a.4. Grinzile în T, din beton precomprimat, prezintă o sensibilitate deosebită la manipulări şi depozitări, datorită svelteţii elementului (grosimea aripilor 4—6 cm la o lăţime de 2 m), lucru ce conduce la apariţia unor fisuri şi chiar rupturi ale plăcii grinzii.

Reparaţia executată la defecţiunea de tipul celei din figura 9 a fost reparaţie de tip „W".

Procedeul de reparare indicat la pct. a.2. de mai sus a fost aplicat şi în acest caz, adezivul folosit fiind „ARACET E.50" sau „EPOXIT CE 30.01".

b. Compactarea insuficientă a betonului rezultat din fabricaţie

b.1. În practica curentă a betonului prefabricat pot apărea zone segregate rezultate din cauza unor defecţiuni în compactarea betonului sau din cauza unei neetanşeităţi a tiparului, conducînd la scurgerea locală a laptelui de ciment.

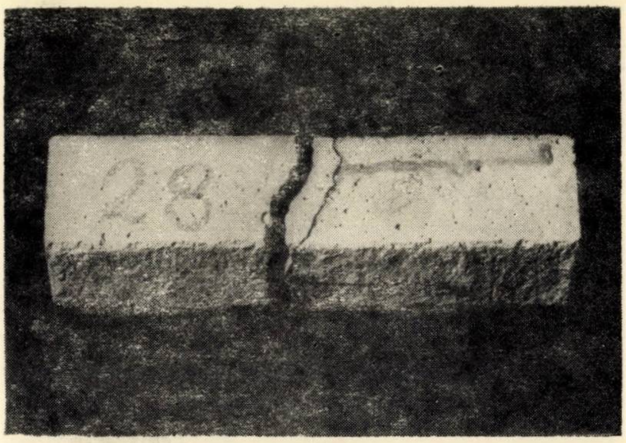


Fig. 3. Probe de laborator pe prisme. Ruperea s-a produs în afara zonei reparate

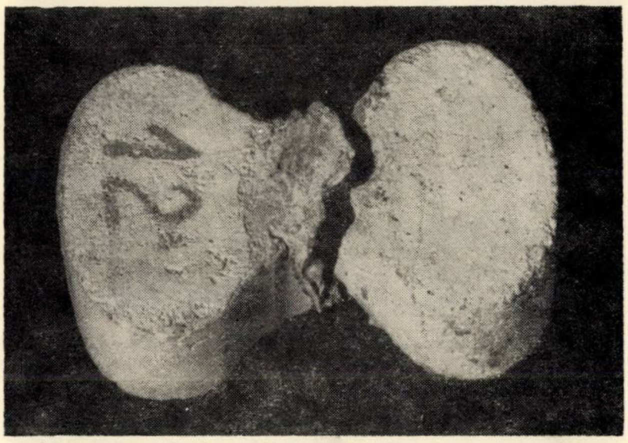


Fig. 4. Probe de laborator pe brichete. Ruperea s-a produs în afara zonei reparate

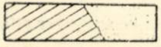
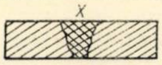
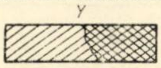
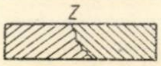
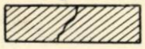
Nr crt	TIPUL REPARAŢIEI	Vîrsta, zile	E 50	EPOXI
			TENSIUNE DIN ÎNCOVOIERE	
			kg/cm²	kg/cm²
1	W 	1	20	28
		7	39	50
2	X 	1	28	39
		7	58	75
3	Y 	1	28	63
		7	60	
4	Z 	1	55	90
		7	75	90

Fig. 5. Rezultatele obţinute la tracţiune pe prisme din beton la care s-au aplicat tipurile de reparaţii W, X, Y, Z.

Fig. 6. Rezultate obţinute asupra prismelor la care s-a aplicat tipul de reparaţie Z, supuse la un ciclu de temperaturi cuprinse între – 20° şi + 50°.

TIPUL REPARAŢIEI	ADEZIVUL	PASTRAREA PROBEI	TEMPERATURA ÎNCERCĂRII		
			–20°C	+20°C	+50°C
Z 	EPOXIT CE 30.01	25 cicluri îngheţ - desgheţ	130	62	37
		În apă timp de 25 zile la +20°C	—	57	45

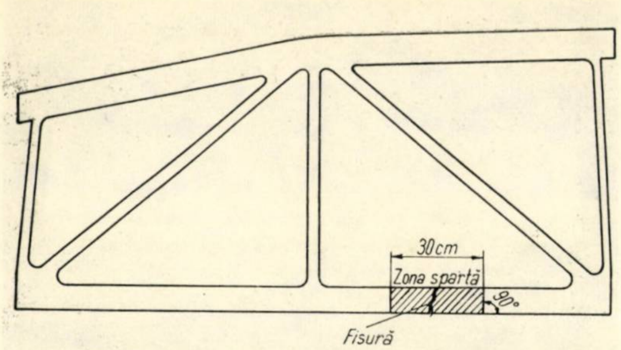


Fig. 7. Exemplu de reparaţie la un element de fermă

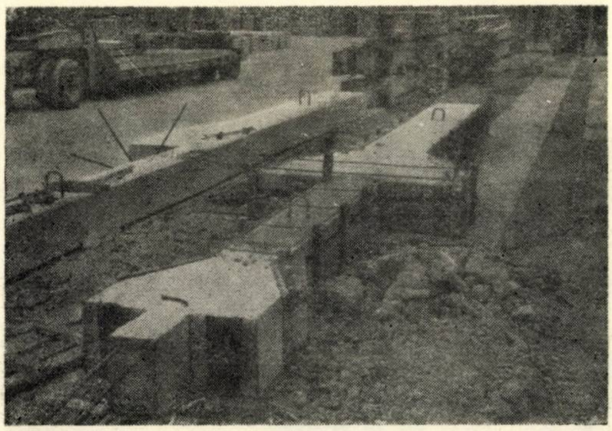


Fig. 8. Exemplu de reparaţie la un stîlp de hală industrială

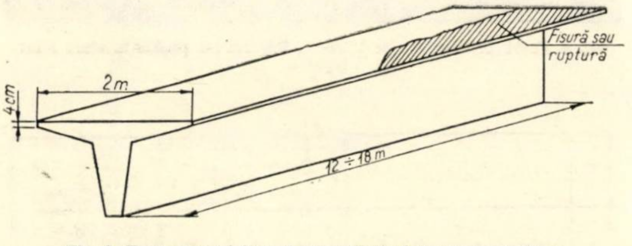


Fig. 9. Repararea aripii unei grinzi T din beton precomprimat

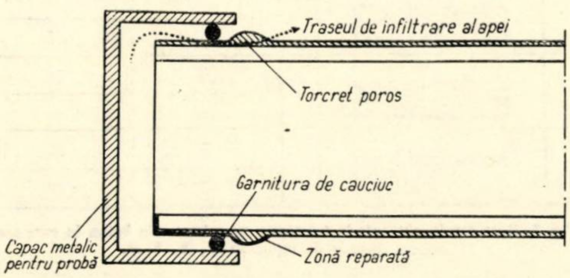


Fig. 10. Reparaţia tuburilor de presiune din beton precomprimat în zona vîrfului

Această defecţiune poate apărea la toată gama de produse executate.

Remedierea de tip „Y" se realizează prin îndepărtarea zonei segregate cu ajutorul dălţilor pneumatice sau manual şi prin curăţirea suprafeţei respective. În funcţie de adîncimea zonei segregate, procedeul de remediere folosit poate fi :

— pensularea cu adeziv pe bază de polimeri, în cazul unei segregări superficiale ;

— pensularea cu adeziv şi apoi completarea cu beton obişnuit, în cazul unor zone segregate cu o oarecare adîncime.

b.2. În cazul tuburilor de presiune din beton precomprimat apar uneori zone de torcret poros, mai ales în zona de îmbinare, care se constată la standul de probă cînd se verifică la presiune hidraulică fiecare tub în parte.

Această porozitate permite infiltrarea apei la exterior conform figurii 10.

Remedierea defectului, de tipul „Z", se realizează prin etanşarea porilor din torcret. Această operaţie se execută prin pensulare cu un strat de adeziv pe bază de răşină „EPOXIT CE 30.01" a zonei poroase.

Pensularea se execută în 2—3 straturi succesive la interval de cîteva ore. În final se efectuează o nouă încercare a tuburilor la presiune.

b. 3. Impurităţi în compoziţia betonului care produc la tuburi de presiune puncte de neetanşeitate.

Tot la bancul de probă, în cazul tuburilor de presiune din beton precomprimat, din cauza unor impurităţi accidentale în agregat, apar la suprafaţă "puncte curgătoare".

Remedierea de tip „X" se realizează prin frezarea locală a betonului în zona defecţiunii, extrăgîndu-se impuritatea (de exemplu o aşchie de lemn etc.). Zona defectă se rebetonează cu mortar pe bază de răşină „EPOXIT CE 30.01" după care tubul se reîncearcă la presiune.

c. Nerespectarea unor cote de precizie impuse prin proiect

În unele cazuri, proiectul de execuţie impune cote de mare precizie a căror nerespectare poate să facă elementul prefabricat neutilizabil.

c.1. Acest caz poate apărea la tuburi de presiune în zona mufei de îmbinare ale cărei cote pot depăşi cu 1—1,5 mm toleranţele admise. Remedierea, de tip „Y", comportă o curăţire a zonei cu abateri dimensionale şi apoi pensulare în mai multe straturi cu adeziv pe bază de polimer.

c.2. La jghiaburile pentru irigaţie, cazul se poate întîlni în zona de îmbinare cu elementul de reazem (furcă). Rectificarea dimensiunilor prin cioplire şi completarea zonei cu mortar pe bază de polimer, pînă la 1 cm grosime, constituie metode de reparare de tip „Y".

d. Protecţia armăturii contra coroziunii

În cazul apariţiei unei fisuri în elementul de beton care nu afectează capacitatea portantă, reparaţia are drept scop protejarea armăturii contra coroziunii. În acest scop reparaţia de tip „Z" se realizează printr-o simplă pensulare cu adeziv. Acest procedeu de reparaţie a fost aplicat la jghiaburile precomprimate pentru irigaţii şi la panourile mari pentru pereţii exteriori ai locuinţelor.

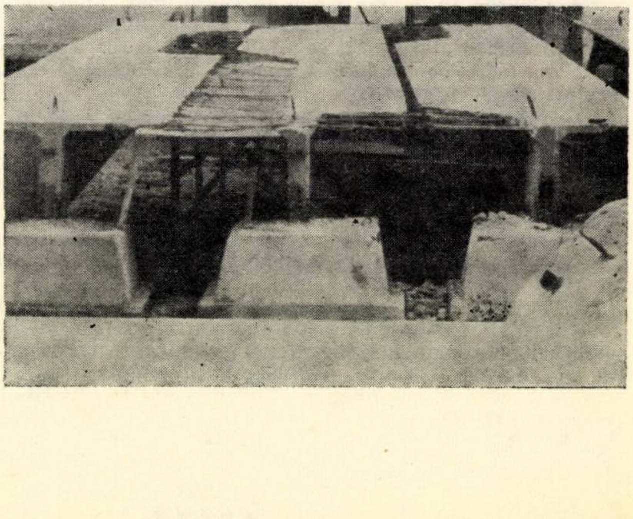
6. Încercarea elementelor prefabricate reparate cu polimeri

Probele de laborator efectuate justifică în suficientă măsură corecta aplicare a metodelor de reparaţie indicate.

Totuşi, pentru a se constata şi în afară eficienţa reparaţiei, au fost executate o serie de încercări pe elemente prefabricate.

1. La trei elemente de grinzi T precomprimate de 12,0 m deschidere, accidentate la transport, au fost efectuate remedieri substanţiale ale aripilor, conform celor arătate la punctul 1.4.

Fig. 11. Aspectul unor grinzi T înainte de reparare



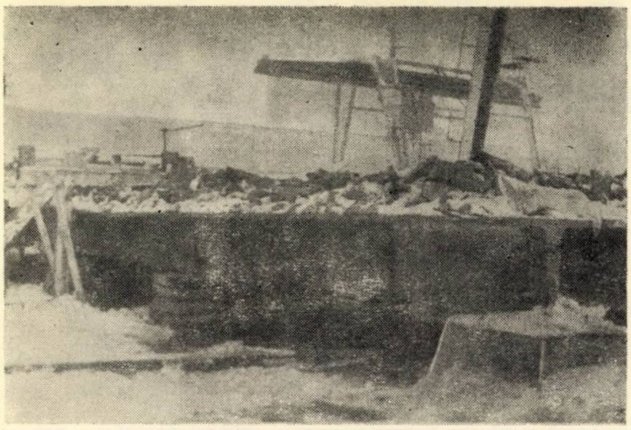


Fig. 12. Grinzile T reparate, sub sarcina de încercare

Aceste grinzi asamblate, lucrînd în acelaşi mod ca şi în construcţie, au fost încercate în colaborare cu laboratorul de cercetări şi încercări al MIC.

În figura 11 se prezintă grinzile înainte de a fi reparate, în figura 12 grinzile reparate şi încărcate cu de patru ori sarcina de exploatare. Sub această sarcină cele trei grinzi s-au comportat în condiţii corespunzătoare. Aripile reparate ale grinzilor nu au prezentat defecţiuni sub această sarcină în zona de contact remediată.

2. La tuburile de presiune din beton precomprimat, pe lîngă încercările la standul de presiune ce se execută după reparare, după cum s-a arătat la punctul 2.2 şi 2.3, am considerat necesar să executăm şi o probă de durată.

Un număr de şase tuburi care au prezentat zone de torcret poros şi incluziuni de corpuri străine au fost remediate.

După reparaţie aceste tuburi au fost montate într-o conductă pe un ştand de probă special, unde timp de şase luni au fost ţinute sub presiunea de regim a conductei, fără a se semnala în acest interval ceva deosebit (fig. 13).

3. Un număr de trei stîlpi de hală industrială, cu regim de lucru greu (poduri rulante), au fost ţinuţi sub observaţie în exploatare, timp de doi ani, după ce fuseseră reparaţi conform celor indicate în capitolul precedent.

Nu s-au observat defecţiuni de nici o natură (fig. 14).

4. Au fost efectuate observaţii pe teren la o serie de elemente prefabricate reparate (grinzi, jghiaburi etc.) montate în construcţii, pe o perioadă de trei ani, fără a se fi observat deficienţe importante ale reparaţiilor efectuate.

CONCLUZII

În scurtul interval de trei ani de experienţă cîştigată în fabrica noastră au rezultat avantajele pe care le oferă polimerii în reparaţia elementelor prefabricate din beton armat şi precomprimat.

Totuşi proprietăţile actualilor polimeri pe care îi cunoaştem nu satisfac întreaga gamă de necesităţi impuse de condiţiile de exploatare ale construcţiilor (temperaturi şi umidităţi ridicate). În domeniul îmbunătăţirii calităţii polimerilor cît şi a comportării acestora în timp mai trebuie întreprinse cercetări.

Remedierea unei structuri este asemănătoare unui tratament executat de un medic unui bolnav. O cunoaştere aprofundată a proprietăţilor polimerilor utilizaţi la remedierea unei structuri, a eforturilor la care este supusă zona reparată a structurii, cît şi a condiţiilor climatice în care lucrează structura sînt elementele principale care stau la baza diagnosticului pe care trebuie să-l pună un inginer pentru ca structura deteriorată să-şi recapete pe cît posibil proprietăţile iniţiale pe care le-a avut înainte de accidentare.

Bibliografie

[1] Halmagiu M. şi Haliski D.: *Cîteva aspecte din folosirea polimerilor pentru repararea elementelor prefabricate din beton.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 9, 1963.

[2] Andrieş S.: *Cercetări asupra mortarelor şi betoanelor cu adaos de polimeri de tipul emulsiei de acetat de polivinil. Aracet E 50.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 7/1964.

[3] Andrieş S.: *Les betons de résine.* Bulletin RILEM nr. 28, septembrie 1965.

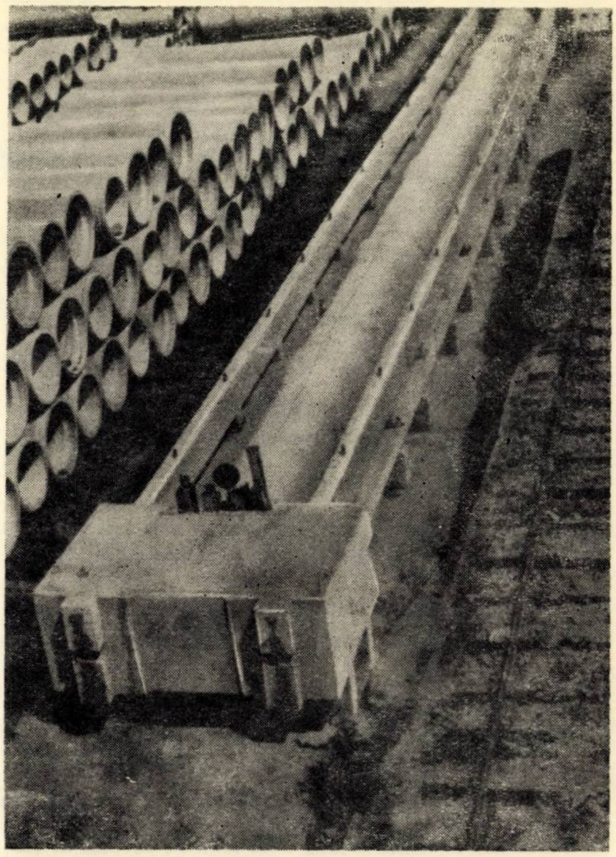


Fig. 13. Stand special de probă a tuburilor remediate

Fig. 14. Stîlp reparat pus în operă, ţinut sub observaţie timp de doi ani

Aspectul economic al calculului plastic al grinzilor de oţel static nedeterminate

Dr. ing. V. Petcu
INCERC

1. INTRODUCERE

Utilizarea calculului în domeniul plastic la proiectarea structurilor static nedeterminate de oţel a fost, iniţial, consecinţa dezvoltării insuficiente a metodelor de calcul static în domeniul elastic, precum şi dificultăţilor legate de aplicarea acestor metode la structuri de formă neregulată, multiplu static nedeterminate [1].

Ulterior, studierea comportării în domeniul plastic a structurilor de oţel a avut ca rezultat punerea în evidenţă a două avantaje ale aplicării calculului plastic la proiectarea acestor structuri.

Primul avantaj, de natură mecanică, constă în reflectarea de către calculul în domeniul plastic a unei imagini, apropiate de cea reală, a modului de epuizare a capacităţii de rezistenţă a structurilor.

Al doilea avantaj, de natură economică, constă în reducerea greutăţii structurilor în raport cu greutatea obţinută pe baza calculului în domeniul elastic, ca urmare a exploatării rezervei de rezistenţă aparţinînd domeniului plastic de comportare a acestor structuri.

În ultima vreme, acest din urmă avantaj a dobîndit un rol preponderent în cadrul eforturilor ce se fac pentru introducerea calculului în domeniul plastic în practica proiectării construcţiilor.

În legătură cu aceasta este semnificativ faptul că cele mai mari progrese privind elaborarea şi perfecţionarea metodelor de calcul în domeniul plastic s-au realizat tocmai în ţările cu o mare producţie de laminate de oţel, cum sînt S.U.A., Anglia, Belgia şi U.R.S.S. În aceste ţări au fost elaborate în ultimii ani recomandări sau chiar prescripţii oficiale pentru calculul plastic al grinzilor static nedeterminate şi al cadrelor de oţel.

Cele de mai sus evidenţiază atenţia care se dă în prezent reducerii prin proiectare a greutăţii construcţiilor de oţel, chiar acolo unde acest material se laminează în cantităţi mari.

Pentru ţara noastră, realizarea unor construcţii de oţel cît mai uşoare reprezintă una din principalele preocupări actuale ale activităţii de proiectare din acest domeniu.

Ţinînd seamă de faptul că metoda de calcul la starea limită de rezistenţă va înlocui, în viitorul apropiat, actuala metodă a rezistenţelor admisibile, apare oportună examinarea eficienţei economice a aplicării calculului static în domeniul plastic la proiectarea structurilor de oţel, în limitele acestei noi metode de calcul.

Pe această linie, în cele ce urmează se prezintă posibilităţile de reducere a greutăţii grinzilor static nedeterminate de oţel, în ipoteza înlocuirii calculului static în domeniul elastic prin calculul static în domeniul plastic.

2. VARIANTE ALE METODEI DE CALCUL LA STAREA LIMITĂ DE REZISTENŢĂ

Metoda de calcul la starea limită de rezistenţă a structurilor de oţel poate fi aplicată în următoarele două variante:

— *varianta elastică de calcul*, în care calculul solicitărilor se face în domeniul elastic, iar efortul unitar maxim din fibra extremă a secţiunii celei mai solicitate, produs de sarcinile de calcul, este cel mult egal cu limita de curgere de calcul a materialului;

— *varianta plastică de calcul*, în care calculul solicitărilor se face în domeniul plastic, efortul unitar din orice punct al materialului putînd fi cel mult egal cu limita de curgere de calcul a materialului.

Din punct de vedere economic, ultima variantă este mai avantajoasă decît prima variantă, întrucît permite exploatarea rezervei de rezistenţă aparţinînd domeniului plastic de comportare a structurilor.

În legătură cu aceasta se face observaţia că, în unele cazuri, exploatarea rezervei plastice de rezistenţă se face parţial, pentru a se evita flambajul local sub acţiunea sarcinilor de calcul şi pentru a se asigura comportarea elastică a structurilor sub acţiunea sarcinilor de exploatare. În astfel de situaţii, îndeplinirea acestor două condiţii se face prin asocierea criteriului limitei de curgere la teoria plastică simplă a structurilor de oţel.

Conform acestui criteriu, o structură de oţel calculată în domeniul plastic trebuie să fie solicitată în întregime în domeniul elastic de sarcinile de exploatare, pentru toate schemele posibile de încărcare [3].

Acest criteriu a fost elaborat în cadrul calculului plastic al structurilor bazat pe concepţia unui coeficient de siguranţă unic [3]. Ulterior s-a demonstrat că acest criteriu îşi păstrează eficacitatea şi în cazul în care calculul plastic al structurilor se face pe baza principiilor metodei de calcul la starea limită de rezistenţă [2].

În acest din urmă caz, aplicarea criteriului limitei de curgere are ca rezultat obţinerea limitei inferioare a coeficientului de supraîncărcare al sarcinilor temporare, deasupra căreia structurile se comportă elastic sub acţiunea sarcinilor de exploatare şi nu prezintă fenomene de instabilitate locală sub acţiunea sarcinilor de calcul.

Modul de stabilire a valorii limitei inferioare menţionate anterior este prezentat în lucrarea [2].

3. NOTAŢII

a — coeficientul de influenţă al momentului elastic maxim (în valoare absolută), produs de sarcina permanentă;
b — coeficientul de influenţă al momentului elastic maxim (în valoare absolută), produs de sarcina temporară;
C_e, C_p — greutatea proprie pe metru liniar a grinzilor dimensionate pe baza variantelor elastică şi plastică ale metodei de calcul la starea limită de rezistenţă;
f — coeficientul de formă al secţiunii transversale a grinzilor, egal cu raportul dintre modulul de rezistenţă plastic şi modulul de rezistenţă elastic;
g — sarcină permanentă de calcul, uniform distribuită pe unitatea de lungime;
G — sarcină permanentă de calcul, aplicată concentrat;
l — mărimea deschiderii de calcul a grinzilor;
M_{pe},M_{pp} — valorile momentului plastic al secţiunilor grinzilor, rezultate din aplicarea variantelor elastică şi plastică ale metodei de calcul la starea limită de rezistenţă;
p_n — sarcină temporară normată, uniform distribuită pe unitatea de lungime;
P_n — sarcină temporară normată, aplicată concentrat;
R_a — limita de curgere de calcul a oţelului;
W_{pe},W_{pp} — valorile modulului de rezistenţă plastic al secţiunii grinzilor, rezultate din aplicarea variantelor elastică şi plastică, ale metodei de calcul la starea limită de rezistenţă;
λ_{cm} — limita inferioară a coeficientului de supraîncărcare al sarcinilor temporare, deasupra căreia sînt îndeplinite condiţiile privind comportarea elastică a grinzilor sub acţiunea sarcinilor de exploatare şi absenţa fenomenelor de instabilitate locală sub acţiunea sarcinilor de calcul;
λ_u — coeficientul de supraîncărcare al sarcinilor temporare, prescris de normele oficiale pentru calculul construcţiilor la starea limită de rezistenţă;
μ — coeficientul de influenţă al momentului plastic M_{pp}, stabilit în ipoteza transformării grinzilor în mecanisme sub acţiunea sarcinilor permanente şi temporare de calcul;

$$k_n = \frac{p_n}{g}; \quad K_n = \frac{P_n}{G}.$$

4. IPOTEZE DE CALCUL

Examinarea aspectului economic al calculului plastic al grinzilor static nedeterminate de oţel se face pe baza următoarelor ipoteze:

1. Economia de material obţinută prin aplicarea variantei plastice de calcul se stabileşte în raport cu consumul de material corespunzător variantei elastice de calcul.
2. Grinzile au secţiunea constantă pe toată lungimea lor.
3. Sarcinile permanente şi temporare sînt de acelaşi tip şi au aceleaşi puncte de aplicaţie.
4. Sarcinile permanente se consideră constante şi egale cu valorile lor de calcul. La grinzile solicitate de sarcini concentrate, sarcinile permanente sînt egale între ele.
5. Sarcinile temporare, aplicate static, pot varia de la zero la valorile corespunzătoare transformării grinzilor în mecanisme, în funcţie de un singur parametru. La grinzile continue, aceste sarcini se pot aplica în una sau în mai multe deschideri, putînd alcătui în acest mod, împreună cu sarcinile permanente, toate schemele posibile de încărcare. La grinzile solicitate de sarcini concentrate, sarcinile temporare sînt egale între ele.
6. Sarcinile de exploatare cuprind sarcinile permanente de calcul şi sarcinile temporare normate.
7. Stabilirea valorilor momentelor plastice de calcul ale grinzilor se face ţinîndu-se seama de criteriul limitei de curgere.
8. Grinzile se presupun rigidizate împotriva flambajului lateral al tălpii comprimate.
9. Se neglijează influenţa forţelor tăietoare asupra valorilor momentelor plastice.
10. Se neglijează influenţa eforturilor reziduale asupra procesului de plastificare a secţiunilor.

5. GRINZI CU O SINGURĂ DESCHIDERE

În cazul grinzilor static nedeterminate cu o singură deschidere, coeficienţii de influenţă *a* şi *b* sînt egali între ei.

Aplicarea variantei elastice de calcul conduce la următoarele expresii ale modulului de rezistenţă plastic:

$$W_{pe} = \frac{fa\,(g + \lambda_u p_n)\, l^2}{R_a} \tag{1}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$W_{pe} = \frac{fa\,(G + \lambda_u P_n)\, l}{R_a} \tag{2}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

La aplicarea variantei plastice de calcul se disting următoarele două cazuri:

Cazul I: $\lambda_u < \lambda_{cm}$.

Modulul de rezistenţă plastic are expresiile:

$$W_{pp} = \frac{fa\,(g + p_n)\, l^2}{R_a} \tag{3}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$W_{pp} = \frac{fa\,(G + P_n)\, l}{R_a} \tag{4}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

Cazul II: $\lambda_u > \lambda_{cm}$.

Modulul de rezistenţă plastic are expresiile

$$W_{pp} = \frac{\mu\,(g + \lambda_u p_n)\, l^2}{R_a} \tag{5}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$W_{pp} = \frac{\mu\,(G + \lambda_u P_n)\, l}{R_a} \tag{6}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

Numărătorul expresiilor (5) şi (6) reprezintă momentul plastic M_{pp}, determinat în ipoteza transformării grinzilor în mecanisme sub acţiunea sarcinilor permanente şi temporare de calcul.

Micşorarea modulului de rezistenţă plastic al secţiunilor grinzilor, rezultată din înlocuirea variantei elastice prin varianta plastică de calcul, este dată de raportul $\frac{W_{pp}}{W_{pe}}$.

Valorile acestui raport se obţin cu ajutorul relaţiilor (1)—(6), după cum urmează:

Dacă $\lambda_{cm} > \lambda_u$,

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{g + p_n}{g + \lambda_u p_n} = \frac{1 + k_n}{1 + \lambda_u k_n} \tag{7}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{G + P_n}{G + \lambda_u P_n} = \frac{1 + K_n}{1 + \lambda_u K_n} \tag{8}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

Dacă $\lambda_{cm} < \lambda_u$,

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{\mu}{fa}, \tag{9}$$

indiferent de tipul sarcinilor.

Cu o eroare pînă la 4%, între greutatea pe metru liniar şi modulul de rezistenţă plastic al secţiunilor în formă de I ale elementelor de oţel laminate în România se poate scrie relaţia

$$C_e = W_{pe}^{0,6} \tag{10}$$

în cazul aplicării variantei elastice de calcul, respectiv relaţia

$$C_p = W_{pp}^{0,6} \tag{11}$$

în cazul aplicării variantei plastice de calcul.

Relaţiile (10) şi (11) au însă un domeniu de valabilitate mult mai mare, ele fiind aplicabile şi la grinzile alcătuite din mai multe elemente laminate, folosite înconstrucţiile industriale.

În relaţiile (10) şi (11), greutăţile C_e şi C_p sînt exprimatt în kg/m, iar modulii de rezistenţă plastici W_{pe} şi W_{pp} sine exprimaţi în cm³.

Micşorarea greutăţii pe metru liniar a grinzilor, rezultată din înlocuirea variantei elastice prin varianta plastică de calcul, este dată de raportul $\frac{C_p}{C_e}$.

Valorile acestui raport se obţin cu ajutorul relaţiilor (7)—(11), după cum urmează:

Dacă $\lambda_{cm} > \lambda_u$,

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{1 + k_n}{1 + \lambda_u k_n}\right)^{0,6} \tag{12}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{1 + K_n}{1 + \lambda_u K_n}\right)^{0,6} \tag{13}$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

Dacă $\lambda_{cm} < \lambda_u$,

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{\mu}{fa}\right)^{0,6}, \tag{14}$$

indiferent de tipul sarcinilor.

Valorile minime ale rapoartelor $\frac{W_{pp}}{W_{pe}}$ şi $\frac{C_p}{C_e}$ se obţin pentru $\lambda_{cm} > \lambda_u$, în ipoteza că sarcinile permanente sînt neglijabile în raport cu sarcinile temporare, adică în ipoteza $k_n = \infty$, respectiv $K_n = \infty$.

Cu precizările de mai sus, din relaţiile (7), (8), (12) şi (13) rezultă

$$\left(\frac{W_{pp}}{W_{pe}}\right)_{\min} = \frac{1}{\lambda_u} \tag{15}$$

şi

$$\left(\frac{C_p}{C_e}\right)_{\min} = \left(\frac{1}{\lambda_u}\right)^{0,6}, \qquad (16)$$

indiferent de tipul sarcinilor.

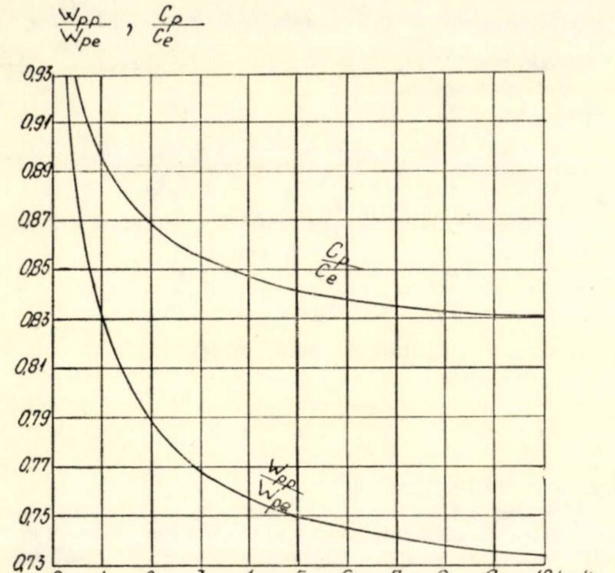


Fig. 1

Valorile maxime ale rapoartelor $\frac{W_{pp}}{W_{pe}}$ şi $\frac{C_p}{C_e}$ se obţin pentru $\lambda_{cm} < \lambda_u$, în ipoteza că articulaţiile plastice necesare pentru transformarea grinzilor în mecanisme apar simultan. În acest caz particular, $\mu = a$ şi din relaţiile (9) şi (14) rezultă

$$\left(\frac{W_{pp}}{W_{pe}}\right)_{\max} = \frac{1}{f} \qquad (17)$$

şi

$$\left(\frac{C_p}{C_e}\right)_{\max} = \left(\frac{1}{f}\right)^{0,6}, \qquad (18)$$

indiferent de tipul sarcinilor.

Pentru exemplificare, în cele ce urmează se determină valorile rapoartelor $\frac{W_{pp}}{W_{pe}}$ şi $\frac{C_p}{C_e}$ pentru cazul frecvent întîlnit în practică în care $\lambda_u = 1,4$ şi $f = 1,15$.

Pentru $\lambda_{cm} > \lambda_u$, din relaţiile (7), (8), (12) şi (13) se obţine

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{1 + k_n}{1 + 1,4\,k_n} \qquad (19)$$

şi

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{1 + k_n}{1 + 1,4\,k_n}\right)^{0,6} \qquad (20)$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \left(\frac{1 + K_n}{1 + 1,4K_n}\right) \qquad (21)$$

şi

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{1 + K_n}{1 + 1,4K_n}\right)^{0,6} \qquad (22)$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

Relaţiile (19)—(22) sînt reprezentate grafic în figura 1.

Pentru $\lambda_{cm} < \lambda_u$, din relaţiile (9) şi (14) rezultă

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{\mu}{1,15\,a} \qquad (23)$$

şi

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{\mu}{1,15\,a}\right)^{0,6}, \qquad (24)$$

indiferent de tipul sarcinilor.

Ţinînd seamă de relaţiile (15)—(18), pentru rapoartele de mai sus se obţin următoarele valori maxime şi minime

$$\left(\frac{W_{pp}}{W_{pe}}\right)_{\min} = 0,714 \qquad (25)$$

şi

$$\left(\frac{W_{pp}}{W_{pe}}\right)_{\max} = 0,870, \qquad (26)$$

respectiv

$$\left(\frac{C_p}{C_e}\right)_{\min} = 0,817 \qquad (27)$$

şi

$$\left(\frac{C_p}{C_e}\right)_{\max} = 0,920. \qquad (28)$$

6. GRINZI CONTINUE

Folosind acelaşi procedeu ca şi în cazul grinzilor cu o singură deschidere, în care de astă dată coeficienţii a şi b sînt diferiţi între ei, se obţin următoarele expresii ale rapoartelor $\frac{W_{pp}}{W_{pe}}$ şi $\frac{C_p}{C_e}$:

Dacă $\lambda_{cm} > \lambda_u$,

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{a + bk_n}{a + b\lambda_u k_n} \qquad (29)$$

şi

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{a + bk_n}{a + b\lambda_u k_n}\right)^{0,6} \qquad (30)$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{a + bK_n}{a + b\lambda_u K_n} \qquad (31)$$

şi

$$\frac{C_p}{C_e} = \left(\frac{a + bK_n}{a + b\lambda_u K_n}\right)^{0,6} \qquad (32)$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

Dacă $\lambda_{cm} < \lambda_u$,

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{\mu(1 + \lambda_u k_n)}{f(a + b\lambda_u k_n)} \qquad (33)$$

şi

$$\frac{C_p}{C_e} = \left[\frac{\mu(1 + \lambda_u k_n)}{f(a + b\lambda_u k_n)}\right]^{0,6} \qquad (34)$$

pentru grinzile solicitate de sarcini uniform distribuite, respectiv

$$\frac{W_{pp}}{W_{pe}} = \frac{\mu(1 + \lambda_u K_n)}{f(a + b\lambda_u K_n)} \qquad (35)$$

şi

$$\frac{C_p}{C_e} = \left[\frac{\mu(1 + \lambda_u K_n)}{f(a + b\lambda_u K_n)}\right]^{0,6} \qquad (36)$$

pentru grinzile solicitate de sarcini concentrate.

Din relaţiile (29)—(36) rezultă că şi în cazul grinzilor continue raportul $\frac{W_{pp}}{W_{pe}}$ are valori cuprinse între limitele $\frac{1}{\lambda_u}$ şi $\frac{1}{f}$, iar raportul $\frac{C_p}{C_e}$ variază între limitele $\left(\frac{1}{\lambda_u}\right)^{0,6}$ şi $\left(\frac{1}{f}\right)^{0,6}$.

7. CONCLUZII

Utilizarea variantei plastice a metodei de calcul la starea limită de rezistenţă, la proiectarea grinzilor static nedeterminate de oţel, are ca rezultat micşorarea greutăţii proprii a acestor elemente de construcţie în raport cu greutatea proprie ce se obţine prin aplicarea variantei elastice de calcul.

Din punct de vedere teoretic, această micşorare este cuprinsă între 8 % şi 18 %, cazurile cele mai frecvente situîndu-se între 10 % şi 14 %.

Deşi aceste cifre au fost stabilite pentru grinzi cu secţiunea constantă, ele au un caracter mult mai general, rămînînd valabile şi pentru grinzile cu secţiunea variabilă.

Concluziile de mai sus pun în evidenţă utilitatea practică a preocupărilor actuale din ţara noastră privind folosirea calculului static în domeniul plastic la proiectarea construcţiilor de oţel.

Bibliografie

[1] Baker J.F., Horne M.R., Heyman J.: *The Steel Skeleton*, Vol. II, Cambridge University Press, E.L.B.S. Edition, 1961.

[2] Petcu V.: *Calculul plastic al structurilor de oţel pe baza concepţiei stărilor limită*, Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Vol. 23, Nr. 5, 1966.

[3] Sawyer H.A. Jr.: *An elastic criterion for plastic design*, Journal of th Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 84, Nr. ST2, 1958.

Consideraţii privind determinarea unor constante termofizice utilizate în calculele termice ale clădirilor

Ing. N. Băţagă, ing. A. Chirilă

Promovarea noului în construcţia şi încălzirea locuinţelor, a clădirilor cu caracter industrial sau de interes social-cultural, impune alegerea unor soluţii optime menite să satisfacă condiţiile de rezistenţă şi confort, folosind în acest scop un consum minim de materiale şi energie.

Calculele termice privitoare la pierderile de căldură prin pereţi, transportul căldurii (în cazul termoficării), dimensionarea aparatelor de încălzire etc., care includ o serie de coeficienţi de transmitere a căldurii, pot fi de asemenea o cale pentru obţinerea unor soluţii optime în construcţia şi încălzirea clădirilor.

În cele ce urmează se vor face cîteva precizări referitoare la coeficienţii de transmitere a căldurii prin conducţie, convecţie, radiaţie şi alte constante termofizice, în cazul cînd se trece la folosirea unor materiale noi, precum şi modul de utilizare a unor nomograme care uşurează calculele termice în proiectare.

Coeficientul de conductivitate termică λ, pentru majoritatea metalelor pure, scade cu creşterea temperaturii, pentru aliaje creşte, iar pentru materiale de construcţii şi izolaţii termice creşte de asemenea cu creşterea temperaturii, depinzînd totodată şi de porozitate, greutate specifică şi umiditate. Pentru majoritatea lichidelor, λ scade cu creşterea temperaturii (excepţie apa), iar pentru vapori, λ depinde de temperatură şi presiune.

Metalele au valorile cele mai ridicate pentru coeficienţii de conductivitate termică, iar materialele termoizolante, valorile cele mai mici.

În materialele termoizolante, care reprezintă sisteme formate dintr-un număr foarte mare de particule solide despărţite prin pori de formă şi dimensiuni diferite umpluţi cu gaze, lichide sau amestecuri de gaze şi lichide, căldura se transmite prin conducţie în scheletul solid ce formează porii, prin conducţie şi convecţie în pori şi prin radiaţie între pereţii porilor.

Astfel, pentru materialele termoizolante se consideră că energia termică se transmite conform legii Fourier, iar prin λ se înţelege o mărime convenţională care caracterizează numeric proprietatea materialului de a transmite căldura prin toate modurile indicate.

Materialele termoizolante îşi datoresc calitatea lor izolantă atît materialului propriu-zis cît mai ales porozităţilor.

Deoarece forma şi dimensiunile porilor diferă foarte mult, iar fluidele conţinute în pori au o compoziţie complexă, este greu a determina şi exprima tabelar coeficienţii de conductivitate termică, ei trebuind a se determina de la caz la caz (cazul betoanelor, izolaţiilor etc.).

Se cunosc o serie de metode pentru determinarea coeficienţilor de conductivitate termică [6] (metoda plăcii, metoda ţevii, metoda sferei etc.), însă condiţiile impuse pentru determinări, complexitatea aparaturii, precum şi durata mare a determinărilor le fac uneori improprii pentru determinări curente.

Metodele bicalorimetrice [6], [4], dintre care metoda bicalorimetrului plan cu două puncte se remarcă prin rapiditatea determinărilor, aparatele necesare fiind simple şi uşor de construit în cadrul diferitelor unităţi.

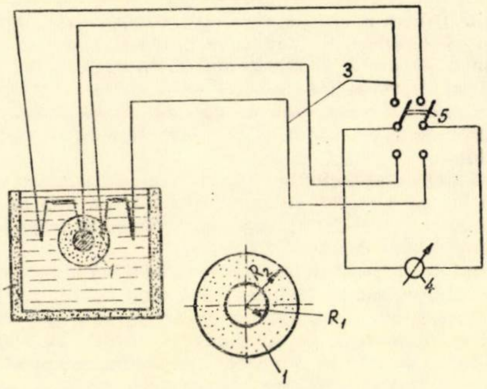


Fig. 1

Metoda bicalorimetrului cu două puncte se bazează pe principiul fluxului de căldură nestaţionar al unui sistem format din două materiale: dintr-un nucleu sferic de metal cu raza R_1 şi un strat concentric de material (materialul termoizolant de cercetat) delimitat de un înveliş metalic cu raza interioară R_2.

În figura 1 este reprezentată schema principială a instalaţiei formată din bicalorimetrul sferic cu două puncte *1*, termostatul *2*, termocuplele diferenţiale *3*, galvanometrul *4* şi comutatorul bipolar *5*.

Bicalorimetrul cu două puncte (fig. 2) se compune dintr-un nucleu sferic şi un înveliş sferic demontabil, ambele din cupru. Fixarea nucleului sferic faţă de învelişul exterior se face cu ajutorul unei ţevi din textolit care serveşte şi ca bornă de ieşire a capetelor libere ale termocuplelor diferenţiale. Spaţiul gol, format din nucleu şi învelişul exterior (bine izolat contra umezelii), este umplut cu materialul termoizolant de cercetat, după ce în prealabil i s-au determinat umiditatea şi greutatea (densitatea) specifică aparentă.

Materialul de încercat se împarte în două părţi egale, fiecare emisferă umplîndu-se separat.

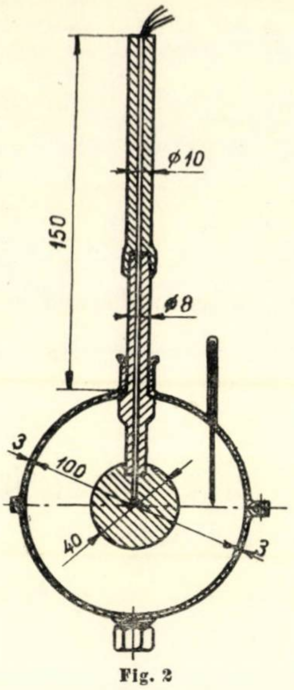


Fig. 2

Capătul de lucru al primului termocuplu trebuie plasat în centrul nucleului, iar al celui de al doilea termocuplu este fixat la mijlocul spațiului dintre înveliș și nucleu, pe o suprafață izotermică. Fixarea capătului de lucru al celui de al doilea termocuplu în poziția indicată se face cu ajutorul unei bare subțiri din textolit fixată de învelișul sferic. Capetele libere ale ambelor termocuple sînt plasate în lichidul termostatului. Pentru a obține rezultate comparative, rezistența celor două termocuple (cupru-constantan) se egalează cu o rezistență de sîrmă de manganin. Termocuplele sînt prelungite și legate, prin intermediul unui comutator bipolar, la bornele unui galvanometru cu oglindă șuntat cu o cutie de rezistență, pentru a obține o sensibilitate ridicată a galvanometrului.

După unirea ambelor emisfere, bicalorimetrul umplut cu materialul de cercetat se încălzește într-un vas cu apă la temperatura de 40—50° C, apoi se introduce în termostat care are temperatura de circa 20°C.

Ritmul de răcire al sistemului se determină la început după termocuplul așezat în izolație (pînă cînd spotul galvanometrului corespunde aproximativ gradației 15), apoi galvanometrul se comutează pe termocuplul instalat în nucleu. În continuare, observarea se poate face așa fel ca spotul să parcurgă 3—4 gradații pentru termocuplul așezat în nucleu și 0,5—1,0 gradații pentru termocuplul așezat în materialul de încercat.

Folosind criteriile adimensionale, se obțin relațiile

$$\lambda = \frac{k\Phi\,\delta}{1-k\Phi(\theta)}\,m, \tag{1}$$

$$a = \frac{\delta^2}{\theta^2}\,m, \tag{2}$$

$$c = \frac{\lambda}{a \cdot \gamma_a}, \tag{3}$$

în care k și δ sînt constantele aparatului, care se determină la calibrarea lui : $k = \frac{R_1}{R_2}$, iar $\delta = R_2 - R_1$ (grosimea materialului de încercat);

$\Phi\ \frac{S'}{C'}$ este o mărime constantă pentru o temperatură dată ;
S' — suprafața nucleului (m²) ;
C' — capacitatea calorică a nucleului (kcal/grd. sau kj/grd.) ;
a — difuzivitatea de temperatură (m²/h) ;
c — căldura specifică (kcal/kg grd. sau kJ/kg grd.) ;
m — ritmul de răcire (1/h) ;
θ — criteriul adimensional ;
γ_a — greutatea specifică aparentă (kgf/m³).

Greutatea specifică aparentă se determină cu relația

$$\gamma_a = \frac{G}{V}\,(\mathrm{kgf/m^3})$$

în care

G este greutatea materialului ;
V — volumul total al materialului (volumul materialului propriu-zis și volumul porozităților).

Cînd se lucrează în sistemul internațional de mărimi și unități de măsură intervine densitatea aparentă

$$\rho_a = \frac{m}{V}\,(\mathrm{kg/m^3})$$

în care

m este masa materialului de încercat.

Se menționează faptul că valorile numerice ale densității și greutății specifice aparente sînt egale.

Pe baza proprietăților regimului termic regulat, conform cărora raportul temperaturilor a două puncte arbitrare nu depinde de timp, raportul între temperatura ϑ_c a unui punct al materialului termoizolant și temperatura unui punct al nucleului ϑ_n este constant și se obține mărimea

$$b = \frac{\vartheta_n}{\vartheta_c} = \text{const.} \tag{4}$$

Între mărimea b și criteriul θ se poate stabili relația

$$\theta = \text{arc cos}\left(\frac{1}{2b}\right), \tag{5}$$

iar

$$\Phi(\theta) = 1 - \theta\,\text{ctg}\,\theta \cong \frac{\theta^2}{3}\left(1 + \frac{\theta^2}{15}\right). \tag{6}$$

Tabela 1

Valorile lui θ pentru diferite valori ale lui *b*

b	0,51	0,52	0,53	0,54	0,55	0,56	0,57	0,58	0,59	0,60
θ	0,575	0,695	0,718	0.788	0,856	0,918	0,980	1,042	1,104	1,166
b	0,61	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69	0,70
θ	1,202	1,255	1,295	1,332	1,378	1,416	1,450	1,488	1,523	1,558

Cu rezultatele obţinute se construiesc curbele $ln\ \vartheta = f(\tau)$, putînd apoi calcula coeficientul de conductivitate termică λ, precum şi mărimile a şi c.

Pentru exemplificare se indică rezultatele obţinute la încercarea vatei de zgură, pentru care greutatea specifică aparentă $\gamma_a = 150\ \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$, temperatura apei din termostat 20°C, iar temperatura apei în care s-a încălzit bicalorimetrul 45°C. Miezul bicalorimetrului este confecţionat din cupru roşu cu greutatea $G' = 291{,}48$ gf şi raza $R_1 = 20$ mm. Suprafaţa miezului este

$$S' = 4\ R_1^2 = 50{,}2\ 10^{-4}\ \text{m}^2.$$

Capacitatea calorică a miezului de cupru (la 20°C) este

$$C' = c\ G' = 0{,}092 \cdot 0{,}2915 = 267 \cdot 10^{-4}\ \text{kcal/grd}.$$

Factorul bicalorimetrului

$$\Phi = \frac{C'}{S'} = \frac{267 \cdot 10^{-4}}{50{,}2 \cdot 10^{-4}} = 5{,}32.$$

Constantele aparatului

$$\delta = R_2 - R_1 = 0{,}05 - 0{,}02 = 0{,}03\ \text{m},$$

$$k = \frac{R_1}{R_2} = \frac{0{,}02}{0{,}05} = 0{,}4.$$

Curbele de răcire obţinute experimental sînt redate în figura 3. Ritmul de răcire mediu se obţine cu relaţiile

$$m_1 = \frac{\ln \vartheta_1' - \ln \vartheta_2'}{\tau_2' - \tau_1'} = 60 = 0{,}617\ \ 1/\text{h}$$

$$m_2 = \frac{\ln \vartheta_1'' - \ln \vartheta_2''}{\tau_2''\ \ \tau_1''} = 60 = 0{,}612\ \ 1/\text{h},$$

iar

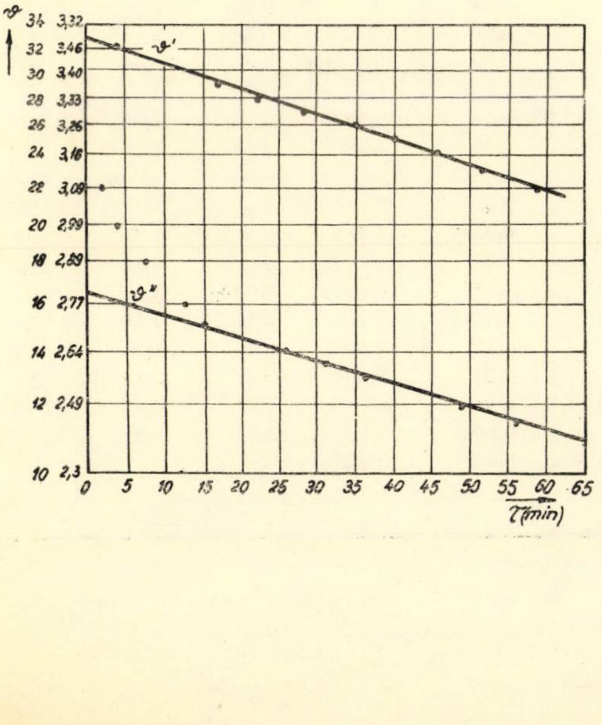
$$m_{\text{med}} = 0{,}615\ 1/\text{h}.$$

Numărul constant ρ_{med} se obţine astfel

$$\rho_1 = \ln \vartheta_1' - \ln \vartheta_1'' = 0{,}672$$

$$\rho_2 = \ln \vartheta_2' - \ln \vartheta_2'' = 0{,}667,$$

Fig. 3



iar

$$\rho_{\text{med}} = 0{,}67.$$

Din relaţia $b = e^{-\rho}$ rezultă $b = 2{,}718^{-0{,}67} = 0{,}52$, iar din relaţia $\cos \frac{\theta}{2} = \frac{1}{2b}$ dînd valori lui b de la 10,5 la 0,7 (tabela 1), se obţine $\theta = 0{,}695$.

Aplicînd relaţia (6) se obţine

$$\Phi(\theta) = 1 - \theta \operatorname{ctg} \theta = 0{,}165.$$

În final, rezultă coeficientul de conductivitate termică

$$\lambda = \frac{k\,\Phi\,\delta}{1 - k \cdot \Phi(\theta)}\ m = \frac{0{,}4 \cdot 5{,}32 \cdot 0{,}03}{1 - 0{,}4 \cdot 0{,}165} \cdot$$

$$\cdot\ 0{,}615 = 0{,}042\ \text{kcal/m h grd} = 0{,}042\ \frac{4181{,}6}{3\,600}$$

W/m grd = 0,0487 W/m · grd = 0,175 kJ/m h grd difuzivitatea de temperatură

$$a = \frac{\delta}{\theta^2} = m\ \frac{0{,}032}{0{,}695^2} \cdot 0{,}615 = 11{,}5 \cdot 10^{-4}\ \text{m}^2/\text{h}$$

şi căldura specifică

$$c = \frac{\lambda}{a\gamma} = \frac{0{,}042 \cdot 10^4}{11{,}5 \cdot 150} = 0{,}242\ \text{kcal/kg grd}$$

sau

$$c = 0{,}242 \cdot 4181{,}6\ J/\text{kg grd} = 1002\ J/\text{kg grd} = 1{,}002\ kJ/\text{kg grd}$$

În tabela 2 se indică coeficienţii de conductivitate termică şi alte cîteva constante termofizice pentru materialele termoizolante mai des utilizate în practică [6].

Coeficientul de convecţie termică intervine atît în cazul cînd căldura se transmite prin curenţi liberi (pereţii încăperilor etc.), cît şi atunci cînd căldura se transmite prin curenţi forţaţi (în conducte etc.).

În cazul unei conducte (fig. 4) prin care circulă apă caldă ecuaţia schimbului de căldură este

$$Q = S \cdot K \cdot \Delta t_m\ (\text{kcal/h sau } kJ/\text{h}). \tag{7}$$

$$K = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_2}} \tag{8}$$

în care

S este suprafaţa de schimb a căldurii (m²);

K — coeficientul global de transmitere a căldurii (kcal/m²h grd sau kJ/m²h grd);

Δt_m — diferenţa medie de temperatură (°C);

α_1 — coeficientul de convecţie termică de la apă la peretele interior al conductei (kcal/m²h grd sau kJ/m²h grd);

α_2 — coeficientul de convecţie termică de la peretele exterior al conductei la mediul înconjurător (kcal/m²h grd sau kJ/m²h grd);

$\delta_1 \delta_2$ — grosimea stratului de piatră depusă, respectiv grosimea conductei (m).

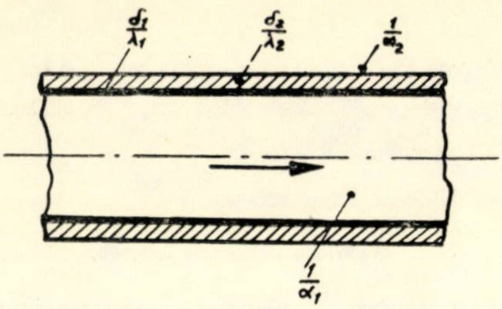


Fig. 4

Operaţia cea mai dificilă apare în faza proiectării (schimbătoarelor de căldură etc.), cînd pentru obţinerea unor soluţii optime se analizează mai multe variante de calcul, în regimuri de curgere diferite.

Determinarea grafică a coeficienţilor de convecţie termică cu ajutorul nomogramelor uşurează calculele şi evită eventualele erori.

Pentru aflarea regimului de transmitere a căldurii în cazul apei care se mişcă într-o conductă se poate utiliza nomograma redată în figura 5. Datele iniţiale, necesare calculului sînt : viteza de mişcare a apei *w*, diametrul echivalent al transmiterii căldurii *d* şi temperatura medie a apei *t*. Pe scara de răspuns a nomogramei este introdusă şi o scară pentru coeficientul de corecţie necesar determinării coeficienţilor de convecţie termică în cazul regimului tranzitoriu.

Pentru calculul coeficienţilor de convecţie termică la mişcarea turbulentă a lichidelor prin conducte se folosesc relaţiile

$$\alpha_i = 0{,}023 \frac{\lambda}{d} Re^{0{,}8} \cdot Pr^{0{,}4} \tag{9}$$

$$\alpha = 0{,}021 \frac{\lambda}{d} Re^{0{,}8} \cdot Pr^{0.43} \left(\frac{Pr}{Pr \cdot p} \right) 0{,}25 \tag{10}$$

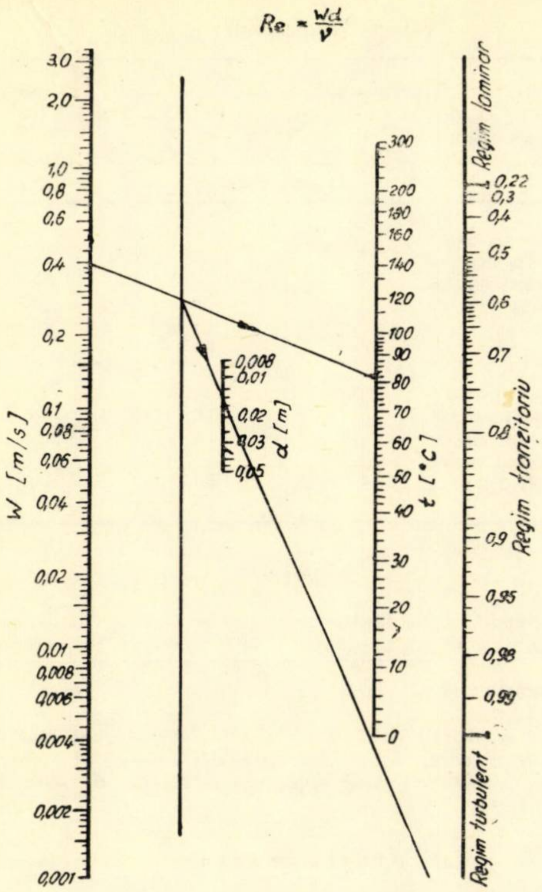
în care

d este diametrul echivalent al conductei (m);
Re — criteriul Reynolds;
Pr — criteriul lui Prandtl la temperatura medie a lichidului;
Pr_p — criteriul lui Prandtl la temperatura medie a peretelui.

Tabela 2

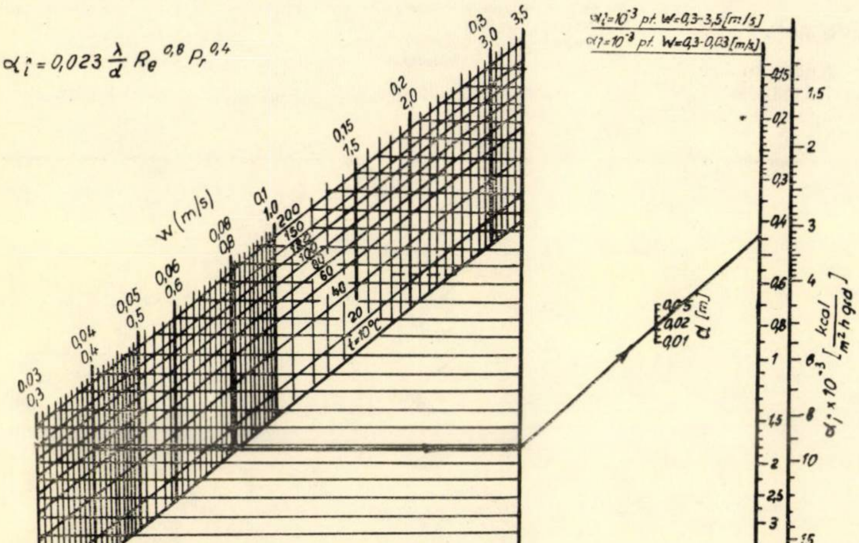
Unele constante termofizice ale materialelor

Denumirea materialului	Temperatura (°C)	Greutatea (densitatea) specifică aparentă	Coef. de conductivitate termică		Căldura specifică		Difuzitatea de temperatură
		kg/m³	kcal/mh grd	kJ/mh grd	kcal/kg grd	kJ/kg grd	m²/h
Azbest (fibră)	20	670	0,20	0,836	0,30	1,25	10,0
Azbest în plăci	20	770	0,10	0,418	0,195	0,815	7,12
Plăci de azbociment	20	300	0,08	0,334	0,20	0,836	13,3
Fibre de azbest	0	760	0,157	0,656	—	—	—
Şnur de azbest	0	130	0,055	0,23	—	—	—
Bachelită	20	1 270	0,23	0,96	—	—	—
Pîslă de bumbac	—	300	0,050	0,209	—	—	—
Vată de bumbac	50	50	0,055	0,23	0,437	1,83	25,4
Ghips standard	50	560	0,90	0,376	—	—	—
Ipsos cu umplutură organică	—	700	0,20	0,836	0,25	1,045	11,4
Ipsos turanat	20	1 100	0,30	1,25	0,23	0,96	11,6
Diatomit (calcar de diatomee)	50	450	0,062	0,259	0,22	0,92	5,71
Rumeguş de lemn	30	250	0,08	0,334	0,60	2,5	5,3
Dolomit	—	2 600	1,48	6,2	0,22	0,92	25,1
Carton masiv	—	1 000	0,20	0,836	0,35	1,465	5,7
Stufit	—	400	0,12	0,5	0,35	1,465	8,6
Cauciuc sintetic	—	1 600	0,184	0,77	0,373	1,56	3,1
Piele (talpă)	—	1 000	0,14	0,585	0,34	1,42	4,1
Cărămidă refractară (şamotă)	100	1 750	0,77	3,22	0,20	0,836	22,0
Cărămidă de diatomit	100	700	0,165	0,69	0,20	0,836	11,5
Cărămidă roşie	0	1 700	0,65	2,72	0,21	0,88	18,2
Cauciuc microporos	20	20	0,035	0,146	0,338	1,41	51,2
Vată minerală	0	100	0,038	0,159	0,174	0,73	21,8
Masă plastică din policlorură de vinil	20	50	0,037	0,155	0,28	1,17	26,7
Plută naturală	20	330	0,064	0,264	0,52	2,18	3,74
Carton asfaltat	—	600	0,15	0,628	0,35	1,46	7,1
Mică	—	290	0,5	2,09	0,21	0,88	82,3
Sticlă	20	2500	0,64	2,68	0,16	0,67	16,0
Vată de sticlă	0	200	0,046	0,192	0,20	0,836	11,4
Gudron presat	30	130	0,05	0,209	—	—	—
Postav	20	250	0,045	0,188	—	—	—



Re = wd/ν
W [m/s]
3,0
2,0
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0,1
0,08
0,06
0,04
0,02
0,01
0,008
0,006
0,004
0,002
0,001
d [m]
0,008
0,01
0,02
0,03
0,05
t [°C]
300
200
180
160
140
120
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
ν
Regim laminar
Regim tranzitoriu
Regim turbulent
0,22
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
0,9
0,95
0,98
0,99

Fig. 5

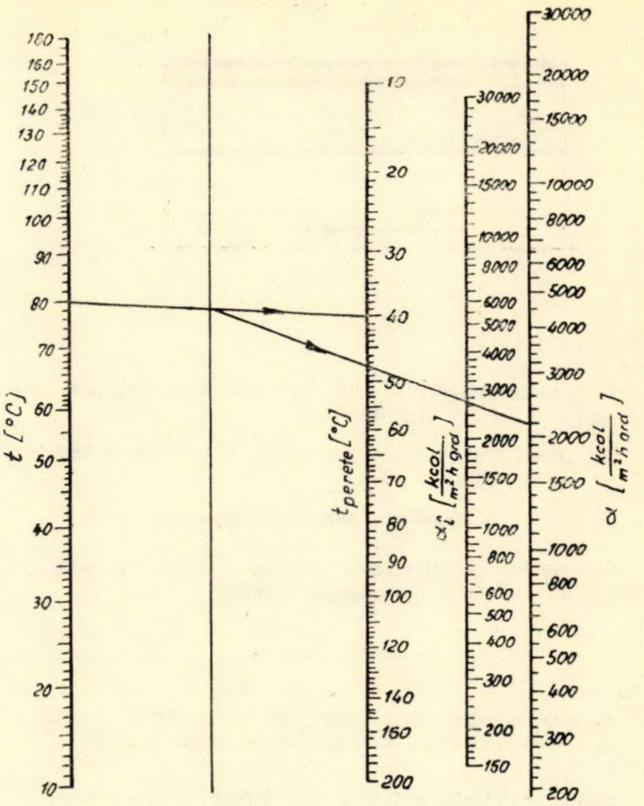


α_i = 0,023 λ/d Re^0,8 Pr^0,4
w (m/s)
0,03
0,3
0,04
0,4
0,05
0,5
0,06
0,6
0,08
0,8
0,1
1,0
0,15
1,5
0,2
2,0
0,3
3,0
3,5
200
150
120
100
80
60
40
20
t=10°C
d [m]
0,05
0,02
0,01
α_i×10^-3 [kcal/m²h grd]
α_i=10^-3 pt. W=0,3-3,5 [m/s]
α_i=10^-3 pt. W=0,3-0,03 [m/s]
0,15
0,2
0,3
0,4
0,6
0,8
1
1,5
2
2,5
3
4
1,5
2
3
4
6
8
10
15
20

Fig. 6

Relaţia (9) se utilizează în cazul încălzirii agentului termic, iar relaţia (10) se poate utiliza atît în cazul încălzirii cît şi în cazul răcirii agentului termic.

Nomograma din figura 6 permite determinarea coeficientului α_i, în cazul încălzirii agentului termic, cînd se cunosc w, d şi t. Pe scara vitezelor acestei nomograme sînt două serii de valori, superioare (0,03—0,3) şi inferioare (0,3—3,5) m/s.



t [°C]
180
160
150
140
130
120
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
t_perete [°C]
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
120
140
160
200
α_i [kcal/m²h grd]
30000
20000
15000
10000
8000
6000
5000
4000
3000
2000
1500
1000
800
600
500
400
300
200
150
α [kcal/m²h grd]
30000
20000
15000
10000
8000
6000
5000
4000
3000
2000
1500
1000
800
600
500
400
300
200

Fig. 7

Nomograma redată în figura 7 serveşte pentru determinarea coeficientului de conducţie termică, atît în cazul încălzirii, cît şi al răcirii agentului termic.

Datele iniţiale pentru această nomogramă sînt α_i (determinat din nomograma redată în figura 6), temperatura medie a apei t şi temperatura medie a peretelui.

Dacă se presupune, de exemplu, că apa care curge printr-o conductă are viteza de 0,4 m/s, diametrul echivalent al conductei $d = 0{,}016$ m, temperatura medie a apei fiind $t = 80°C$, iar temperatura medie a peretelui de 40°C, pe baza nomogramelor prezentate se poate determina că

a) regimul de mişcare este turbulent (fig. 5).

b) $\alpha_i = 2\,700$ kcal/m²h grd (fig. 6);

c) $\alpha = 2\,170$ kcal/m²h grd (fig. 7).

Erorile care se fac la utilizarea nomogramelor (mai ales cînd acestea sînt executate pe formate 18 × 24 sau mai mari) sînt în jur de 1%, ceea ce este acceptabil pentru calculele practice (ale schimbătoarelor de căldură etc.).

În anumite calcule termice care intervin în cazul conductelor izolate etc. este necesar a lua în considerare şi transmiterea căldurii prin radiaţie.

Cînd diferenţa dintre temperatura suprafeţei exterioare t_{izext} şi temperatura aerului înconjurător t_{aer} (fig. 8) nu depăşeşte 100°C., *coeficientul de radiaţie termică* se poate determina cu relaţia

$$\alpha_r = C\,\frac{\left(\frac{T_{izext}}{100}\right)^4 - \left(\frac{T_{aer}}{100}\right)^4}{t_{izext} - t_{aer}} \quad \text{(kcal/m}^2\text{h grd sau kJ/m}^2\text{h grd)}$$

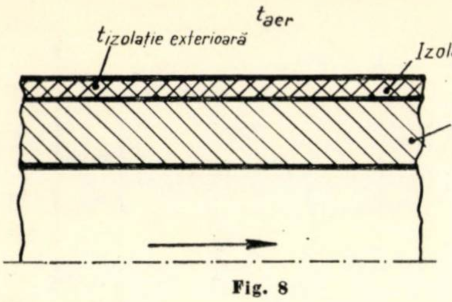


Fig. 8

în care

C este coeficientul de radiație (kcal/m²h grd, sau kJ/m²h grd);

T_{izext} — temperatura suprafeței exterioare a izolației (°K);

T_{aer} — temperatura aerului înconjurător (°K).

În calculele practice, este mai ușor a folosi un coeficient total de convecție și radiație termică

$$\alpha_{ext} = \alpha_c + \alpha_r$$

în care

α_c este coeficientul de convecție termică;
α_r — coeficientul de radiație termică.

Pentru conducte izolate situate înăuntrul încăperilor, cu temperatura izolației la exterior pînă la 150°C

$$\alpha_{ext} = 8{,}1 + 0{,}045\ (t_{izext} - t_{aer})\ \text{(kcal/m}^2\text{h grd)},$$

iar pentru suprafețe plane izolate situate înăuntrul încăperilor

$$\alpha_{ext} = 8{,}4 + 0{,}06\ (t_{izext} - t_{aer})\ \text{(kcal/m}^2\text{h grd)}.$$

În cazul suprafețelor cilindrice sau plane situate în aer liber trebuie luată în considerare și viteza aerului (tabela 3).

Tabela 3

Valorile coeficientului α_{ext}

Forma și dimensiunile suprafeței	Pentru viteza aerului, în m/s, egală cu					
	5		10		15	
	kcal/m²h grd	kJ/m²h grd	kcal/m²h grd	kJ/m²h grd	kcal/m²h grd	kJ/m²h grd
Suprafețe cilindrice cu un diametru egal sau mai mic de 1,0 m	18	73,5	25	104,6	30	125,5
Suprafețe plane și suprafețe cilindrice cu diametrul mai mare de 1,0 m	20	83,7	30	125,5	40	167,5

CONCLUZII

Prin considerațiile făcute referitor la coeficienții de conductivitate, convecție, radiație și alte constante termofizice, precum și prin exemplele prezentate, s-a căutat a preciza aceste noțiuni și a reda modul de aplicare a lor în diferite calcule termice.

Pentru a ușura introducerea sistemului internațional de unități de măsură în practică, în tabele s-au redat valorile diferiților coeficienți și în acest sistem, alături de sistemul tolerat MKfS.

Bibliografie

[1] Missenard F. A.: *Revue generale de thermique* 3, Nr. 29, 1964.
[2] Miheev M. A.: *Bazele transmiterii căldurii* (traducere din l. rusă) București Ed. Energetică, 1953.
[3] Eckert E.: *Wärme und Stoffaustausch*. Berlin, Springer-Verlag, 1959.
[4] Bățagă N.: *Îndrumător de lucrări termotehnice*. Litografia Institutului politehnic, Cluj, 1964.
[5] Platunov E. S.: *Tehnica măsurării* (caiet selectiv), nr. 6, 1961.
[6] Goleand M. M.: *Calculul și încercarea izolației termice*. București, Ed. Tehnică 1962.
[7] * * *: *Manualul inginerului termotehnician*, vol. I, Ed. Tehnică, 1961.

Buncăre prefabricate demontabile pentru o stație de preparare a betoanelor

Conf. ing. A. Mihul, ing. V. Stanciu, ing. A. Mușat, ing. Gh. Popovici, ing. D. Iordăcheanu
Institutul politehnic IAȘI
T. R. C. BACĂU

1. CONSIDERAŢII GENERALE

În vederea asigurării preparării centralizate a betoanelor necesare şantierelor T.R.C. din oraşul Bacău, s-a proiectat şi executat în anul 1966 o staţie nouă de betoane* (fig. 1), amplasată în apropierea rîului Bistriţa, pe un teren neproductiv.

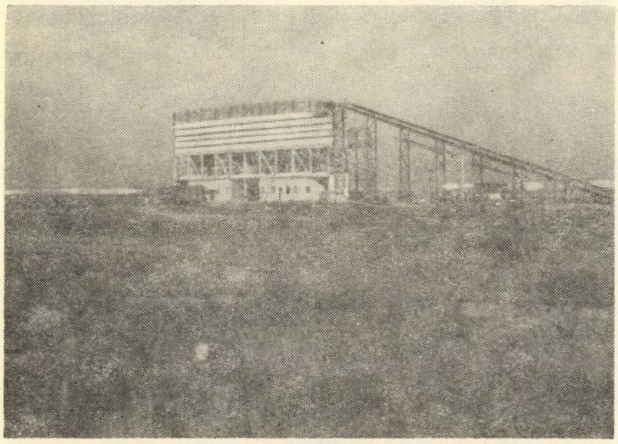


Fig. 1. Aspectul general al staţiei de betoane Bacău

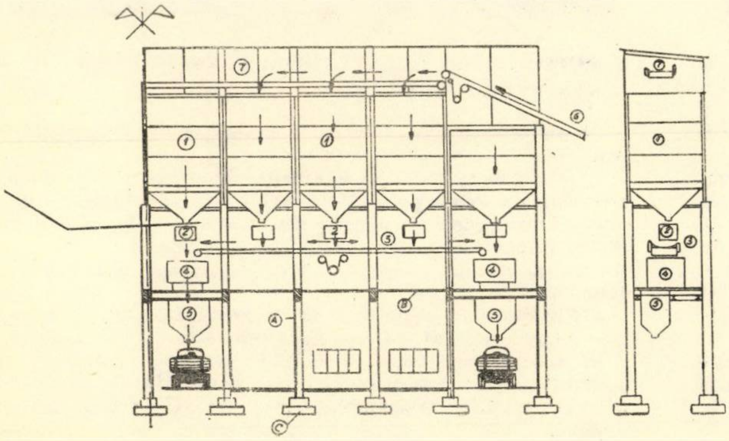
Necesitatea executării unei noi staţii de betoane a rezultat din următoarele considerente :

— vechea staţie se află amplasată pe traseul digului mal-drept al lacului de acumulare pentru hidrocentrala Bacău II ;

— sursa de agregate din vecinătatea vechii staţii dispare prin înglobarea sa în perimetrul lacului de acumulare ;

Fig. 2. Structura staţiei. Procesul tehnologic de preparare a betonului
A. Cadre din beton armat prefabricate. B. Planşee din elemente prefabricate.
C. Fundaţii pahar.

1. buncăre pentru agregate şi ciment din elemente de beton armat prefabricat ; 2. dozatoare gravimetrice ; 3. bandă transportoare ; 4. betonieră ; 5. buncăr pentru beton proaspăt ; 6. bandă transportoare înclinată ; 7. bandă transportoare orizontală



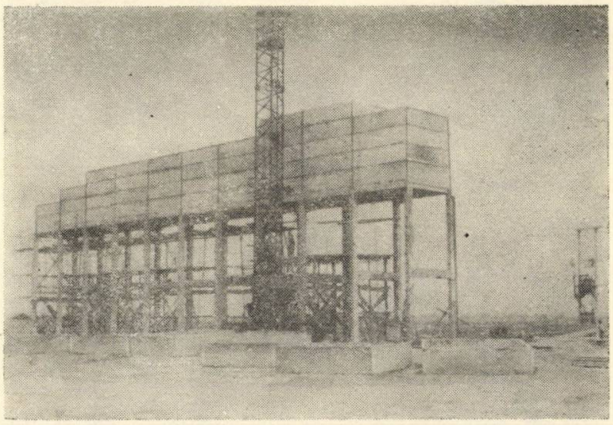


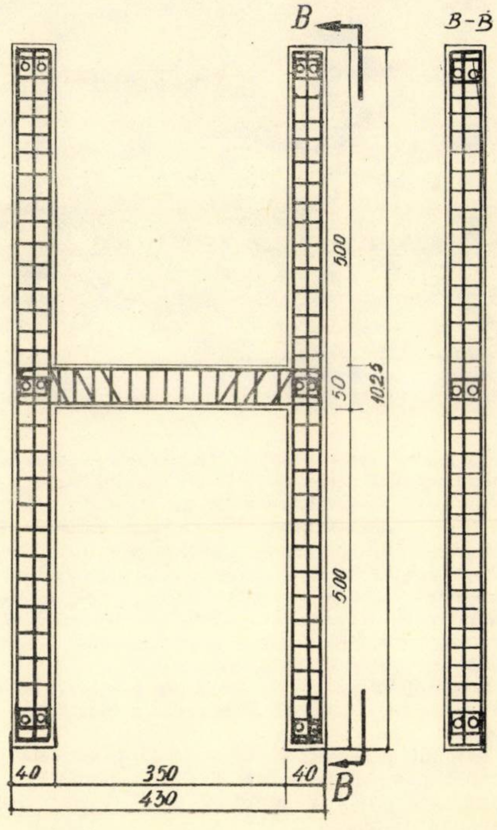
Fig. 3. Structura de rezistenţă a staţiei de betoane din Bacău alcătuită din elemente prefabricate demontabile

— staţia fiind veche, tehnologia existentă nu mai corespunde cerinţelor actuale ;

— centrul de greutate al consumatorilor de beton s-a mutat către o zonă îndepărtată faţă de staţia existentă.

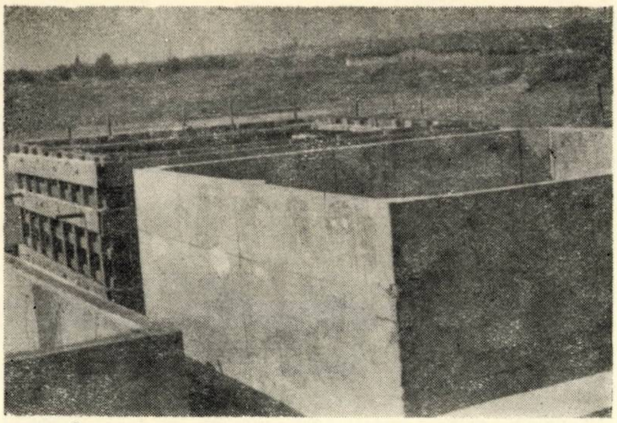
Accesul autovehiculelor la staţia nouă se asigură printr-o stradă existentă, distanţa medie de transport al betonului proaspăt la punctele de consum fiind de circa 3 km.

Fig. 4. Cadre preturnate în formă de H demontabile



---

* Proiectarea şi executarea staţiei s-a efectuat de Grupul 1 de şantiere Bacău, în colaborare cu catedra de beton armat de la Institutul politehnic Iaşi. Un concurs preţios la elaborarea lucrărilor de proiectare şi execuţie a fost dat de ing. Rusei — directorul trustului şi ing. Roşca — directorul grupului.



a

Fig. 5. Inele prefabricate din beton armat
a – execuţia elementelor ; b – aspectul elementelor după turnare

b

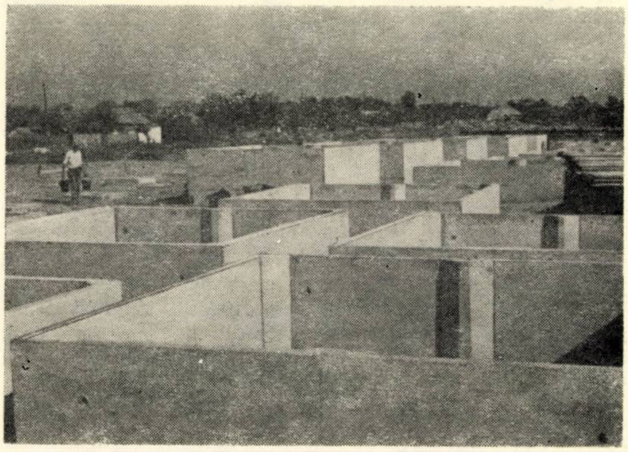
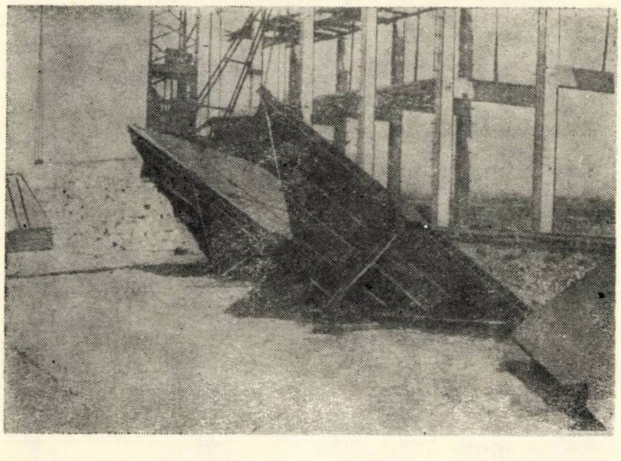


Fig. 6. Pîlnii metalice



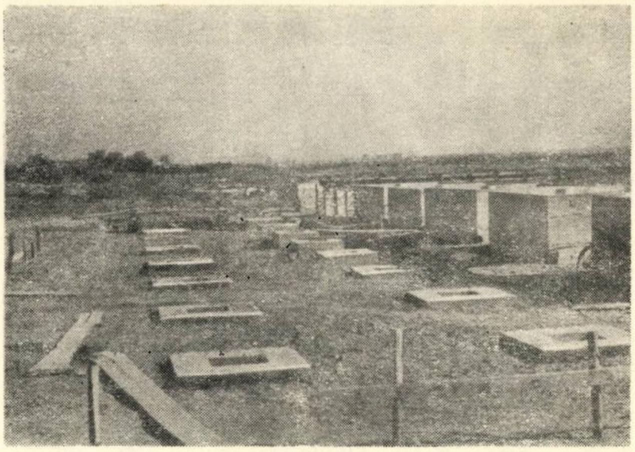
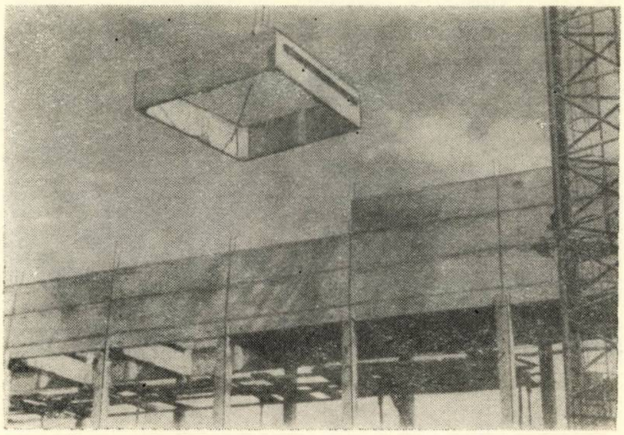


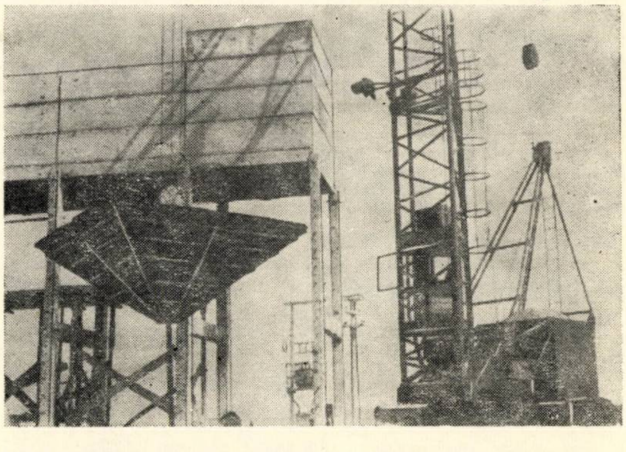
Fig. 7. Fundaţii pahar



A

Fig. 8. Montarea elementelor componente ale buncărelor
A. Montarea inelelor din beton armat. B. Montarea pîlniilor.

B



Agregatele sînt extrase cu mijloace mecanice dintr-o balastieră nouă, amenajată în albia rîului Bistriţa, în punctul Ruşiciutea, la o distanţă de aproximativ 4 km de staţia de sortare, care este cuplată de staţia de betoane. Transportul agregatului este prevăzut să se facă cu mijloace auto.

Sortarea agregatelor se realizează pe cale hidromecanică. Agregatele sortate (3 sorturi) sînt transportate cu benzi înclinate în depozite, de unde, printr-un tunel cu bandă transportoare (situat sub depozite), sînt transportate în buncărele staţiei de betoane.

Procesul tehnologic de preparare a betoanelor este dirijat pe verticală, dozarea componenţilor făcîndu-se gravimetric (fig. 2).

Betonul proaspăt, se depozitează provizoriu în buncăre metalice amplasate la un nivel corespunzător pentru a fi descărcate direct în autobasculante, care-l transportă la punctele de lucru.

2. PRINCIPII DE ALCĂTUIRE A CONSTRUCŢIEI STAŢIEI DE BETOANE

La proiectarea staţiei de betoane au stat următoarele idei principale :

a. Staţia de betoane să se execute din elemente demontabile pentru a exista posibilitatea schimbării amplasamentului acesteia în apropierea marilor consumatori de betoane şi la distanţe convenabile de depozitele de agregate.

b. Structura de rezistenţă să permită rezolvarea fluxului tehnologic pe verticală.

c. Structura de rezistenţă să fie executată din materiale uşor de aprovizionat, cu consum de cherestea şi metal redus.

În vederea satisfacerii condiţiilor impuse, structura de rezistenţă a staţiei de betoane a fost proiectată din elemente prefabricate (fig. 3) asamblate prin tiranţi pretensionaţi şi anume :

— cadre prefabricate de forma H de 10,50 m înălţime şi 4 m deschidere (fig. 4), care au fost rigidizate în sensul longitudinal prin pereţii buncărelor şi prin planşee;

— inele cu secţiunea de formă pătrată, prefabricate, pentru celulele buncărelor pentru agregate şi pentru ciment (fig. 5) (partea prismatică);

— pîlnii metalice montate prin intermediul unor praguri metalice fixate în pereţii inelului de bază (fig. 6);

— planşee intermediare şi de acoperire a buncărelor de ciment, din plăci prefabricate;

— fundaţii pahar turnate monolit, cu posibilitatea de recuperare şi refolosire prin dezgropare (fig. 7).

3. DESCRIEREA SOLUŢIILOR DE PREFABRICATE ADOPTATE

Întreg sistemul a fost conceput în ideea de a putea fi demontat şi remontat în alt loc, în apropierea marilor consumatori de beton.

Elementele de beton armat prefabricat au fost calculate din condiţia de transport, montare şi exploatare. Execuţia lor s-a făcut în vecinătatea locului de montare. Elementele metalice s-au confecţionat în cadrul atelierelor trustului.

Cadrele prefabricate în formă de H (fig. 4) au fost turnate suprapus, în pachet, şi au fost montate cu ajutorul unei macarale pe şenile prin echiparea unui excavator de 0,5 m^3 cu braţ de macara. Restul elementelor prefabricate precum şi confecţiile metalice au fost montate cu ajutorul unei macarale ZB 45 de 40 tm (fig. 8). Cadrele prefabricate cu forma H au înălţimea de 10,5 m şi deschiderea de 4 m. Grinzile intermediare au fost prevăzute pentru a se executa platforma de lucru. Pe ele s-au montat planşeele prefabricate pe care se amplasează betonierele, benzile transportoare reversibile, dozatoarele gravimetrice etc.

La partea superioară a cadrelor sînt rezemate inelele prefabricate din care se alcătuiesc pereţii buncărelor pentru agregate şi ciment. Rigidizarea cadrelor, la partea superioară, în sens longitudinal şi transversal, se face prin intermediul peretelui inelului inferior al buncărului, cu ajutorul barelor Ø25 pretensionate mecanic sau prin procedeul electrotermic. Pentru preluarea sarcinilor orizontale, produse de cutremur de gradul 8, după montarea cadrelor, au fost efectuate legături suplimentare, cu elemente în formă de X (fig. 9), care, la capete, au îmbrăţişat stîlpii, putînd fi desprinse prin spargerea betonului din dreptul brăţării formate. În regiuni cu grad 6 de seismicitate, astfel de legături nu sînt necesare. În prima variantă, elementele de legătură au fost prevăzute a fi executate din profile laminate cu brăţări metalice. Din lipsă de material s-a recurs la soluţia prezentată.

Menţionăm că manipularea şi transportul cadrelor de formă H se efectuează după ce acestea sînt consolidate prin pretensionarea armăturii de montaj, realizată din bare longitudinale şi transversale, folosindu-se în acest scop golurile prevăzute.

Buncărele au forma pătrată în plan şi sînt executate din elemente prefabricate (inele cu secţiunea de formă pătrată) de 1 m şi 1,5 m înălţime (fig. 10), asamblate prin tiranţi verticali de montaj alcătuiţi din bare de oţel OL60 cu diametrul Ø 20 mm. În interiorul peretelui elementelor de buncăr s-au introdus teci din ţeavă prin care se trec tiranţii.

Pentru a asigura rigiditatea sistemului, primul inel prefabricat ce alcătuieşte buncărul este astfel conceput încît are rol de distanţier pentru partea superioară a stîlpilor cadrului.

Prin aceste elemente se introduc tiranţii orizontali pe două direcţii, eliminîndu-se în acest mod grinda de la partea superioară a cadrului care iniţial fusese conceput cu riglă la partea superioară.

O soluţie superioară faţă de aceea adoptată, care nu a putut fi aplicată la Bacău din lipsa unui stand de precomprimare, constă în executarea inelelor cu secţiunea pătrată sau dreptunghiulară cu armătura preîntinsă sub formă de inele nesegmentate preîntinse după procedeul* arătat în figura 11.

Pîlniile buncărelor sînt metalice şi se montează prin simpla rezemare a lor pe un scaun prevăzut în primul inel prefabricat (o dată cu montarea buncărelor).

Din experienţa cîştigată la execuţia sistemului propus a rezultat că singurul element care a complicat montarea construcţiei a fost cadrul cu forma în H, deoarece prin suspendarea în cîrligul macaralei, stîlpii aveau tendinţa de a se strînge, creînd eforturi mari în dreptul grinzii transversale. Consolidarea provizorie a cadrelor determinată de condiţii de transport şi montare a necesitat material suplimentar şi consum de manoperă. Considerăm că prima variantă avută în vedere la proiectare, care a constat în folosirea unor sisteme de cadre cu riglă superioară şi riglă inferioară, de formă A ar fi permis eliminarea lipsurilor menţionate.

Pentru a asigura preluarea eforturilor din sarcini seismice şi în general cele produse de forţe orizontale, se recomandă

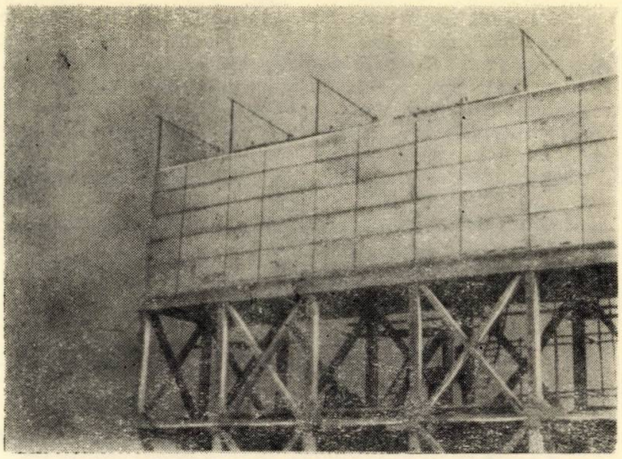


Fig. 9. Rigidizarea structurii prin intermediul elementelor în X

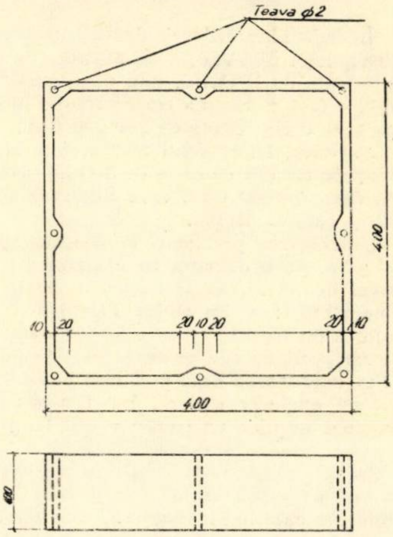


Fig. 10. Elemente prefabricate inelare

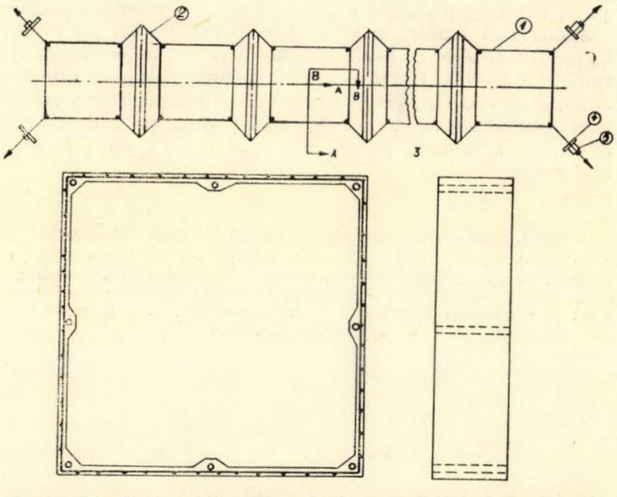


Fig. 11. Executarea inelelor precomprimate cu armătură inelară precomprimată pe stand

a se introduce (pentru simplificarea lucrărilor) contravîntuiri cu bare pretensionate alcătuite din oţel OL 60 dispuse în X. Barele fiind blocate în colţurile cadrelor cu piuliţe, pot fi demontate sau montate, asigurînd astfel după nevoie consolidarea cadrelor în timpul transportului sau consolidarea întregii construcţii într-un sens şi în celălalt sens.

---

* Dosar invenţii O.S.I. 49451/1965, brevet nr. 48260.

Golurile prin care urmează să fie introduse barele vor fi executate similar cu cele prevăzute în sistemul adoptat, cu dispunerea lor înclinată.

Soluţia de buncăre executată la Bacău în cadrul unei staţii de betoane este superioară soluţiilor folosite astăzi prin utilizarea raţională a spaţiului (secţiunea celulelor fiind pătrată), prin caracterul demontabil al întregii construcţii existînd posibilitatea deplasării staţiei după nevoie, prin folosirea betonului armat în loc de metal.

976769/67
INFORMATIVA

Transportul hidraulic în exploatările de nisip

Ing. P. Ghinescu, prof. V. Harnaj

În cadrul lucrărilor de dezvoltare a carierei de nisip cuarţos Frînghieşti din Vălenii de Munte, ale căror proiecte au fost întocmite de IPIMPC, una din problemele ce trebuiau rezolvate a fost şi aceea a transportului nisipului de la carieră la gară, la o capacitate de 200 000 t/an.

Anterior, transportul nisipului se efectua cu un funicular lung de 1,8 km cu corfe de 300 kg, avînd o capacitate totală de circa 70 000 t/an, care deservea atît cariera Frînghieşti cît şi cariera Bufna.

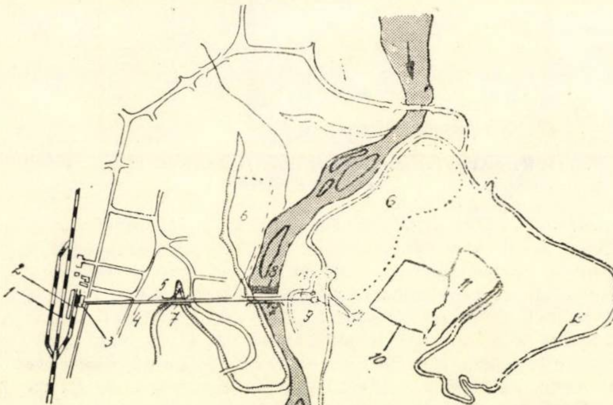
Dificultatea problemei se datora faptului că între carieră şi gară, pe o distanţă de aproape 1,5 km la o diferenţă de nivel de 25 m, au trebuit traversate mai multe obstacole importante: valea rîului Teleajen (lată de circa 120 m şi adîncă de 15 m) şi încă o viroagă adîncă, şoseaua naţională şi cartierul de sud al oraşului Văleni. Un traseu drept implica executarea unui pod nou peste Teleajen care să deservească exclusiv cariera, iar trecerea peste podul de lemn existent implica un traseu ocolit lung de circa 6 km şi traversarea centrului oraşului (fig. 1).

Au fost studiate în detaliu şi pe baza unei analize tehnice economice amănunţite o serie de soluţii din care unele ca: linie de cale ferată îngustă, cale ferată normală, transport auto, au trebuit eliminate de la început, prezentînd indici mai puţin avantajoşi şi dînd dificultăţi prin traversarea oraşului.

Indici mai avantajoşi şi dificultăţi mai puţine au rezultat în cazul soluţiilor cu funicular, hidrotransport peste Teleajen combinat cu cale ferată normală şi hidrotransport direct de la carieră la gară, aceasta din urmă întrunind indicii cei mai buni (investiţii cu 25—40% mai reduse, preţ de cost cu 30—50% mai mic, productivitatea muncii cu 50—100% mai mare).

Fig. 1. Traseul conductei de hidrotransport şi al drumului de acces

1 — staţie de cale ferată; 2 — depozit de nisip; 3 — staţia de innobilare; 4 — conducte de apă şi hidrotransport; 5 — canal de evacuare; 6 — depozit de steril (iazuri de decantare); 7 — pasarele; 8 — baraj; 9 — staţia de hidrociclonare; 10 — jghiaburi de hidrotransport; 11 — cariera; 12 — drum de acces; 13 — staţie de pompe



Aplicarea acestei soluţii, reprezentînd primul hidrotransport industrial realizat la noi, bazat exclusiv pe mijloace din ţară, a necesitat efectuarea unor cercetări prealabile cerute în mod special de forurile de avizare şi avînd drept scop să precizeze parametrii de funcţionare şi condiţiile de lucru, mai ales în ce priveşte uzura provocată de nisipul cuarţos deosebit de abraziv.

CERCETĂRI PRELIMINARE PRIVIND HIDROTRANSPORTUL

1. Cercetări de laborator

Cercetările de laborator au urmărit să determine în primul rînd comportarea la uzură a conductelor de azbociment (propuse iniţial prin proiect în locul metalului spre a se evita impurificarea nisipului cu particule de metal rezultate din abraziunea pereţilor conductei), comparativ cu conductele metalice şi din alte materiale, precum şi să furnizeze date asupra rezistenţelor conductei de hidrotransport şi consumului de energie. Este de menţionat că încă nu s-a întîlnit în literatura străină folosirea de conducte de azbociment la hidrotransport.

Un al doilea obiectiv urmărit a fost acela al cunoaşterii gradului de degradare a nisipului transportat hidraulic, avînd în vedere că, dată fiind granulaţia destul de fină a nisipului, nu erau de dorit efecte de sporire a fineţei acestuia.

Cercetările s-au făcut la laboratorul Institutului de petrol, gaze, geologie, într-o instalaţie de hidrotransport montată special, prevăzută cu o pompă de 4″ şi conducte de 4″ şi 6″ de 9 tipuri, executate din şapte materiale diferite (oţel, azbociment, beton armat centrifugat, placaj bachelizat, sticlă, pertinax, răşină sintetică).

Din concluziile cercetărilor de laborator, cele mai importante au fost următoarele:

— concentraţia optimă de lucru $C = 1:5$;

— vitezele optime pentru conducte de 4″ $v = 1{,}2-1{,}8$ m/s; pentru conducte de 6″ $v = 1{,}3-2{,}1$ m/s;

— cea mai bună comportare la eroziune au avut-o conductele din sticlă, răşini sintetice, placaj bachelizat (acestea din urmă, fiind recomandate în final), iar conductele din azbociment au avut uzuri mai mari decît cele metalice;

— conductele metalice au dus la creşterea conţinutului de fier al nisipului sub 0,01%;

— cea mai mică pierdere de sarcină au dat-o conductele de sticlă şi placaj bachelizat, iar conductele de azbociment au dat o pierdere de sarcină mai mică decît cele de oţel;

— consumul de energie a fost între 1—5 kWh/t;

— curba granulometrică a nisipului hidrotransportat a fost deformată datorită degradării granulelor mari conglomerate (diametrul mediu scade cu circa 18—20%, după un timp de 4 ore de transport, corespunzător unui drum parcurs de 60 km), însă nu au fost afectate granulele medii (0,15—0,25 mm) care constituie fracţiunea cea mai bogată în cuarţ;

— hidrotransportul a avut un efect pozitiv, contribuind la dezagregarea şi eliminarea conglomeratelor cu magnetită din fracţiunile mari şi îndepărtarea peliculelor limonitice de pe suprafaţa granulelor de cuarţ.

2. Încercări semiindustriale

Pentru precizarea datelor de proiectare s-a executat la cariera Frînghieşti o instalaţie semiindustrială în care hidrotransportul s-a realizat cu ajutorul unei pompe 4 NZ de 4" pe o conductă de 400 m lungime, traversînd Teleajenul, cu o diferenţă de nivel de 15 m (fig. 2).

Încercările s-au efectuat în două etape (cu colaborarea Institutului de petrol, gaze, geologie), iniţial cu o conductă de placaj bachelizat de 200 mm diametru, completată apoi cu o conductă de placaj bachelizat de 150 mm şi una de azbociment de acelaşi diametru. Nu s-au putut procura şi monta şi conducte din alte materiale.

S-a constatat în general o bună funcţionare a hidrotransportului, unele înfundări înregistrate fiind datorite unui regim necorespunzător de funcţionare. Conductele de placaj au rezistat foarte bine la uzură, dar au dat multe defecţiuni la îmbinările cu mufe.

Conductele de azbociment s-au comportat satisfăcătcr prezentînd la 615 ore de funcţionare o uzură de 0,4 mm, ceea ce a permis aprecierea duratei lor de funcţionare la 8 000 ore.

Debitele medii realizate de pompă au fost de 110—120 m³/h la concentraţii între 1 : 6 şi 1 : 11, scăzînd la 97 m³/h la concentraţia de 1 : 3,2. Pierderile de sarcină au fost între 1 % şi 3,24 %, valorile curente fiind sub 1,5 %. Consumul de energie a fost de circa 1,2 kWh/t, pentru o pompă funcţionînd la o putere de circa 18 kW pentru o producţie de nisip de 15 t/h.

Pe baza rezultatelor obţinute s-au apreciat următoarele grade de uzură ale pieselor pompelor 4 NZ.

— Rotorul : 700 ore (rotorul executat din oţel, cu reîncărcare de două ori).

— Plăcile frontale : 300 ore.

— Carcasa : 1 200 ore.

— Rulmenţii : 600 ore.

— S-au făcut experimentări de căptuşire a pieselor pompelor cu cauciuc (executate la întreprinderea Anticorosiv), dar acestea nu au fost reuşite, constatîndu-se uzură rapidă şi desprinderea cauciucului folosit.

Pentru asigurarea unui debit şi a unei concentraţii constante s-a preconizat şi încercat un concentrator vertical cilindric şi un concentrator tip orgă, care însă nu au dat rezultate satisfăcătoare.

Concluziile trase au indicat posibilitatea aplicării hidrotransportului la instalaţia definitivă cu următoarele recomandări :

— Concentraţia de regim 1 : 5 — 1 : 7.

— Consum de energie de 1,8 — 2 kWh/t(pentru transportul pînă la gară).

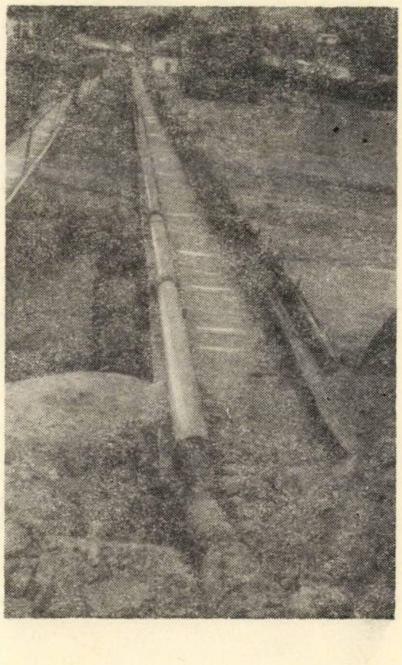
— Conducte de azbociment cu o durată de circa 8 000 ore.

— Necesitatea protejării pieselor pompelor prin cauciucare.

— Necesitatea prevederii de pompe şi conducte de rezervă.

— Bazinele de aspiraţie ale pompelor să aibă cel puţin un volum de 5 m³.

Fig. 2. Conducta experimentală



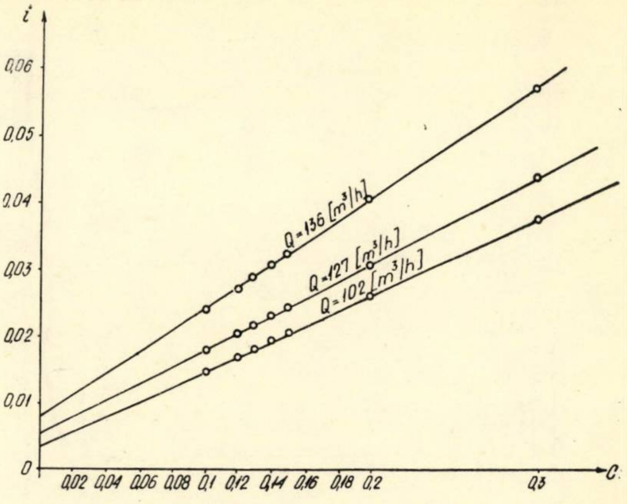


Fig. 3. Pierderi de sarcină calculate

PROIECTAREA LUCRĂRILOR DE HIDROTRANSPORT

La proiectarea lucrărilor de hidrotransport s-a avut în vedere folosirea aceloraşi pompe 4 NZ executate în ţară, ce au fost folosite în fază de încercări semiindustriale, considerîndu-se că între timp se va continua şi rezolva protejarea lor prin cauciucare. Datorită distanţei de aproape 1 500 m şi diferenţei de nivel de 25 m de la staţia de hidrociclonare, în care se face o primă prelucrare a nisipului, pînă la gară, unde s-a amplasat staţia de înnobilare, s-a prevăzut montarea a două pompe în serie.

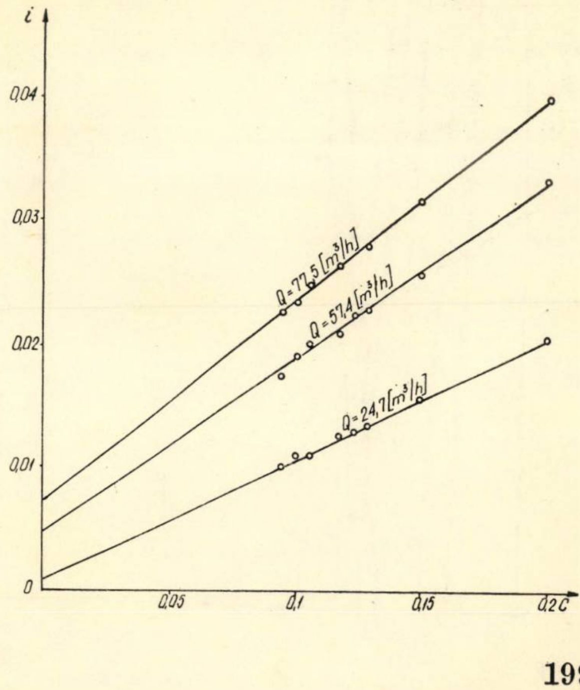
S-au prevăzut patru linii de hidrotransport din care trei în lucru la debitul maxim şi una de rezervă.

Calculul s-a efectuat iniţial după formula şi tabelele lui Roer :

$$Vcr : 8{,}72\, D^{0{,}473}\, [(\gamma_n - \gamma_0)\, w]^{0{,}326}\, \frac{{\gamma_s}^{0{,}0814}}{{\gamma_0}^{0{,}488}} \cdot \frac{1}{\Delta^{0{,}17}}\ \mathrm{m/s} \qquad (1)$$

ceea ce a dus la dimensionarea conductei la diametrul de 200 mm din placaj bachelizat. În urma rezultatelor încercărilor semiindustriale şi totodată neexistînd posibilitatea procurării de conducte de sticlă sau placaj în cantităţile necesare, s-a prevăzut folosirea conductelor de azbociment de 150 mm diametru.

Fig. 4. Pierderi de sarcină determinate prin măsurători



S-au prevăzut pasarele şi poduri pentru traversarea Teleajenului şi a viroagei de pe malul drept şi subtraversarea străzilor şi şoselei naţionale, cotele şi pantele fiind astfel alese încît să se realizeze două pante continue, cu scurgerea către un singur punct de cota cea mai joasă, realizat într-un cămin de scurgere pe malul stîng al Teleajenului. Panta minimă a fost de 6‰.

Paralel cu cele patru fire de conducte de hidrotransport s-au mai montat două fire de conducte de apă industrială (executate tot din azbociment de 250 şi 150 mm diametru) şi un canal circular din beton de 500 mm diametru pentru evacuarea la iazul de decantare a apelor uzate cu reziduurile de spălare.

La intervale de 50 m s-au prevăzut cămine de vizitare, în care sînt prevăzute ferestre de vizitare pe conducte şi posibilităţi de desfundare cu jeturi de apă (fig. 5).

Curbele şi piesele speciale ale conductelor au fost executate din conducte metalice.

În staţia de hidrociclonare s-au prevăzut trei bazine de aspiraţie ale pompelor ce alimentează prin hidrociclonare, în volume de cîte 20 m³ fiecare, iar în pîlniile de alimentare a pompelor de hidrotransport s-au prevăzut vane cu flotor pentru completarea automată a debitului de apă şi menţinerea nivelului constant la aspiraţie.

REZULTATELE OBŢINUTE ÎN EXPLOATARE

După probele de funcţionare cu apă a instalaţiilor de hidrotransport, s-a efectuat prima probă de funcţionare cu nisip. După circa două ore de încercări de pornire şi circa o oră de funcţionare, conducta s-a înfundat aproape pe jumătate din lungimea ei. Cu această ocazie s-a confirmat practic sistemul de desfundare cu ajutorul căruia s-a putut desfunda conducta în decurs de mai puţin de două schimburi.

S-au analizat cauzele care au provocat înfundarea şi s-au efectuat o serie de remedieri ca : mărirea debitului de apă adăugat la hidrotransport pentru menţinerea nivelului în pîlnia de aspiraţie şi evitarea aspiraţiei aerului, introducerea unor jeturi de apă suplimentare în unele puncte ale conductelor, simplificarea distribuitoarelor de la pompe, eliminîndu-se unele teuri şi coturi şi reducînd deci pierderile de sarcină, executarea unui distribuitor la plecarea conductelor de hidrotransport, permiţînd trecerea fluxului de pe o conductă pe alta.

Trebuie menţionat că din lipsa unor vane antiabrazive cu servomotoare, cum se prevăzuse iniţial în proiect, au trebuit folosite vane manuale realizate la atelierul întreprinderii din furtun de cauciuc, avînd diametrul de 100 mm. În consecinţă, reţelele interioare în zona distribuitoarelor şi vanelor nu au putut fi executate de 150 mm, ci de 100 mm, ceea ce a dus la mărirea pierderilor de sarcină pe aceste porţiuni.

După remedierile arătate s-au reluat probele, trecîndu-se apoi treptat, pe măsura însuşirii procesului tehnologic de către personalul instalaţiilor, la funcţionarea continuă (în 3 schimburi) pe o linie şi apoi pe două linii, obţinîndu-se cîte circa 15 t/h de nisip pe fiecare linie, conform prevederilor proiectului.

Dificultatea cea mai mare în funcţionare a constat în uzura excesivă a pieselor pompelor, care s-a făcut simţită la trecerea pe două linii şi mai ales pe trei linii. Într-adevăr aceasta reiese evident din micşorarea coeficientului de rezervă :

— la funcţionarea pe 1 linie : 300%
— la funcţionarea pe 2 linii : 100%
— la funcţionarea pe 3 linii : 25%.

Din evidenţa ţinută a reieşit că înlocuirea unei pompe trebuia făcută la circa 120 de ore de funcţionare, mult mai puţin decît în perioada încercărilor semiindustriale.

Trebuie subliniat însă că pompele nu mai erau de fapt aceleaşi, fiind simplificate constructiv şi executate din fontă ordinară turnată într-un atelier cu tehnicitate redusă. Uzura rapidă, pe lîngă reducerea fondului de timp de utilizare, prin reparaţiile frecvente, duce şi la reducerea parametrilor de funcţionare (presiuni şi debite), mărind şi pericolul înfundărilor.

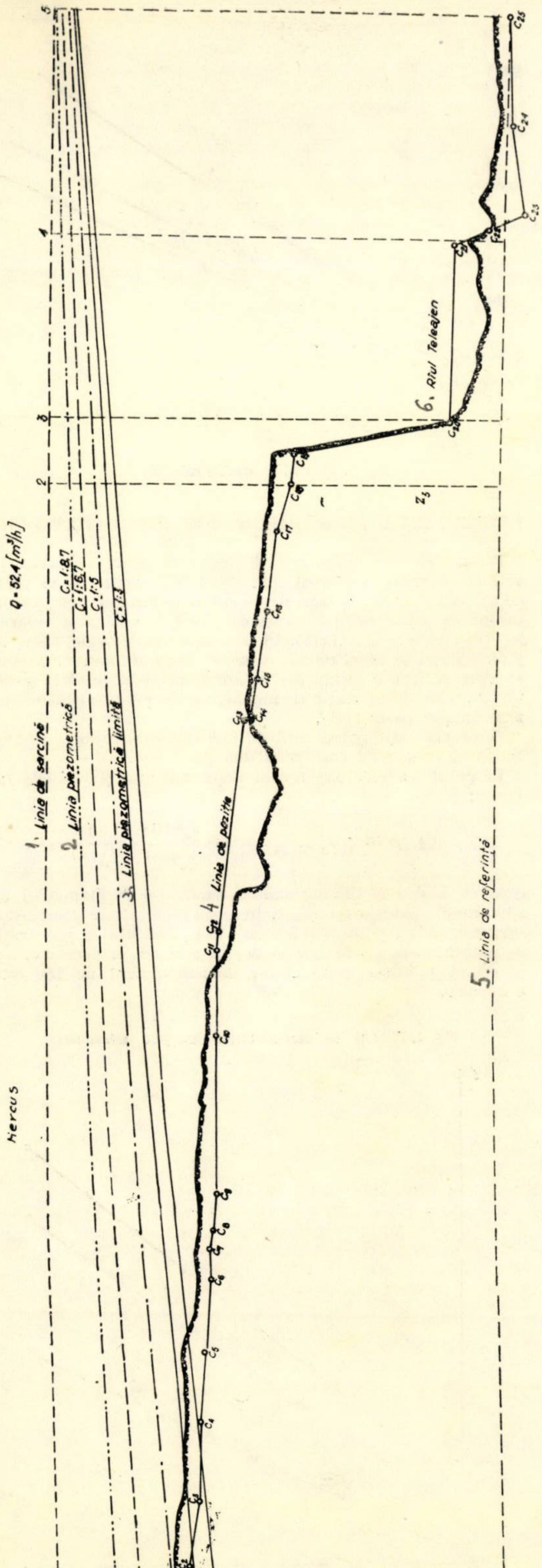


Fig. 5. Profil în lung al conductei şi liniei piezometrice

Totuşi, prin supravegherea tot mai calificată a instalaţiilor şi organizarea mai bună a activităţii atelierului mecanic s-a reuşit să se asigure în mod curent funcţionarea pe două linii de hidrotransport.

S-au luat şi măsuri de îmbunătăţire a pompelor în sensul că s-a trecut la executarea lor din oţel şi, pe baza proiectului iniţial, cu o uşoară mărire a diametrului rotorului (executate la Uzinele Tractorul Braşov). De asemenea s-au executat în vederea experimentării cîteva pompe din oţeluri speciale aliate (cu colaborarea Institutului de cercetări metalurgice) şi s-au experimentat pompe căptuşite cu cauciuc, realizate de IAUPS-MIC. Recent Uzina de pompe Bucureşti a executat prototipul unei pompe cauciucate, care în prezent este în curs de încercare.

Totodată s-a propus şi importul unor pompe speciale executate cu cauciuc natural de mare rezistenţă la eroziune.

O serie de defecţiuni au fost datorate conductelor, în special mufelor de azbociment la care se produceau uzuri şi scurgeri precum şi unor defecte constructive ale conductelor.

Prin înlocuirea conductelor defecte şi a mufelor de azbociment cu cele de tip Gibault situaţia s-a remediat în bună măsură.

Eroziunea efectivă a conductelor a fost destul de redusă, încît, deşi se află în funcţiune de peste trei ani, nu au necesitat pînă în prezent nici o răsucire.

În cadrul lucrărilor de stabilire a parametrilor de funcţionare a instalaţiilor, s-au efectuat cu colaborarea Institutului de petrol, gaze şi geologie cercetări avînd ca obiect :

— comportarea hidrotransportului nisipului în condiţii de exploatare şi spălare impuse de cariera Frîngheşti ;

— pierderile de sarcini şi energia consumată ;

— regimul de lucru în exploatarea hidrotransportului.

Urmărirea acestor obiective s-a făcut prin efectuarea de măsurători de pierderi de sarcină, măsurători de concentraţii, măsurători de debite, analize granulometrice, observaţii privind funcţionarea liniilor de hidrotransport. Măsurătorile s-au efectuat în paralel cu celelalte măsurători întreprinse pentru instalaţiile de înnobilare şi s-au referit cu precădere la productivitatea şi asigurarea calităţii nisipului obţinut.

Primele încercări şi observaţii s-au referit la regimul hidraulic de hidrotransport realizat, la determinarea parametrilor lui mai importanţi : debit, viteză critică, concentraţie, secţiune plină realizată, depuneri de nisip pe fund, pierderi de sarcină, regim de funcţionare la porniri şi opriri.

Ca observaţie generală s-a constatat o bună comportare a hidrotransportului în condiţiile variaţiilor de concentraţie şi debit pe care le furnizează exploatarea obişnuită a carierei Frîngheşti. Diferenţele de concentraţie existente nu influenţează funcţionarea hidrotransportului. Nu s-au înregistrat înfundări de conducte sau opriri din cauza concentraţiei mari, deşi s-au înregistrat concentraţii instantanee de 1 : 3. Exploatarea hidrotransportului nu a dat dificultăţi nici din cauza variaţiilor de debit.

Urmărirea debitului realizat s-a făcut prin măsurători cu debitmetrul diferenţial înregistrator cu diafragmă, obţinîndu-se variaţii importante de debite în funcţie de concentraţia de hidroamestec. Astfel, în cazul refulării de apă curată, s-a obţinut debitul de 178 m^3/h pentru ca la concentraţii de 1 : 3,4 să se obţină un debit de 37,2 m^3/h. Acest fapt se explică prin trei cauze : în primul rînd influenţa greutăţii specifice a hidroamestecului care deplasează pe diagrama pompei punctul de funcţionare, în al doilea rînd datorită concentraţiei mărite cresc pierderile de sarcină şi în al treilea rînd micşorarea debitului şi mărirea concentraţiei duc implicit la mărirea diferenţei între viteza reală şi viteza critică ; în timp ce viteza critică creşte cu concentraţia, viteza reală scade şi deci depunerile pe fundul conductei sporesc.

Debitele medii înregistrate au fost de 54,7—77,5 m^3/h la o concentraţie medie de 1 : 7—1 : 11.

Concentraţiile de hidroamestec obţinute sînt destul de variabile, atît în ceea ce priveşte alimentarea din carieră, cît şi în raport cu realizarea acestei concentraţii la aspiraţie. Menţinerea cît mai uniformă a concentraţiei ar conduce la reducerea consumului specific şi energiei electrice prin îmbunătăţirea factorului de putere al motoarelor electrice de la electropompe.

Regimul optim de funcţionare corespunde unor concentraţii de 1 : 5—1 : 6, exprimate volumetric.

Măsurătorile privind pierderile de sarcină s-au efectuat în cinci puncte dispuse de-a lungul conductei.

Valorile curente ale pantelor hidraulice au fost înregistrate între 1 % şi 1,5 %, exprimînd pierderi de sarcină ce dau rezistenţe hidraulice destul de favorabile.

Nisipul transportat pe cale hidraulică nu suferă nici un fel de degradare. Prin procesul de transport hidraulic se completează fenomenul de decapare realizat prin hidrociclonare.

În diagrame sînt prezentate rezultatele cercetărilor efectuate cu privire la pierderile de sarcină, pe reţeaua de hidrotransport în funcţie de debit şi concentraţie în nisip.

În diagrama din figura 3 sînt prezentate curbele ce definesc pierderile de sarcină pentru conducta dată, conform calculelor.

În condiţiile unui transport total în suspensie, cînd pentru debite şi viteze mari se obţin deplasări în conductă fără risc de depunere, se constată o capacitate mare a liniei de hidrotransport, dar cu valori mari pentru pierderile de sarcină. Invers, la panta hidraulică ce se obţine cu pompele 4 NZ, se pot transporta amestecuri de concentraţii reduse.

În diagrama din figura 4 sînt date curbele $i = f(Q, C)$ sub aceeaşi formă ca şi în figura 3 însă pentru debitele determinate în măsurători.

Se constată că pentru aceleaşi condiţii de pierderi de sarcină, debitele efective realizate reprezintă circa 50 % faţă de cele determinate prin calcule, ceea ce confirmă necesitatea fundamentării proiectării prin experimentări la scară semiindustrială.

În figura 5 sînt date ridicările topografice ale conductelor şi sînt indicate liniile piezometrice ale reţelei de hidrotransport pentru cîteva situaţii caracteristice.

CONCLUZII

Din practica exploatării de pînă în prezent şi din rezultatele cercetărilor efectuate rezultă că reţeaua de hidrotransport de la cariera Frîngheşti—Văleni este capabilă să transporte în bune condiţii debitul de nisip pentru care a fost proiectată permiţînd transportul unui hidroamestec cu concentraţii pînă la 1 : 3.

Această primă realizare a hidrotransportului industrial al nisipului permite luarea în considerare a soluţiei şi pentru alte lucrări viitoare.

Pe baza experienţei obţinute, întreprinderea a trecut la efectuarea unor hidrotransporturi sub presiune cu pompe de acelaşi tip (4 NZ) de la exploatările de la Bufna şi Gura Vitioarei, pînă la instalaţiile respective de spălare. S-a propus realizarea unor hidrotransporturi pe distanţe de mai mulţi kilometri în vederea concentrării producţiei tuturor exploatărilor de nisip cuarţos din zona Văleni într-o staţie unică de înnobilare lîngă gară, amplificată în consecinţă, ceea ce va putea conduce la o creştere substanţială a productivităţii muncii pe întreprindere în ansamblu.

Pentru îmbunătăţirea condiţiilor de exploatare şi a indicilor tehnico-economici este necesar să se asimileze în ţară execuţia pompelor cauciucate şi totodată să se studieze posibilităţile de introducere a aparatelor de alimentare a materialelor solide în conducte de apă, care în prezent sînt experimentate în U.R.S.S. şi în alte ţări.

Încrucişarea denivelată a drumului regional Tg. Jiu-Tismana cu un drum industrial de mare trafic

Ing. C. Brînzeu, ing. H. Rădulescu

Amplasarea în localitatea Bîrseşti (la vest de Tg. Jiu) a unui important complex al Ministerului Industriei Construcţiilor, care va produce ciment, azbociment, agrocalcar, var, produse ceramice şi agloporit, a condus la o sporire considerabilă a volumului transporturilor de pe drumul regional Tg. Jiu-Tismana. Porţiunea cea mai solicitată este aceea pe care transporturile de materii prime (argilă) se suprapun cu expedierile de produse finite.

Drumul regional în cauză separă în două părţi complexul amintit ; fabrica de produse ceramice la sud, iar cea de ciment şi restul secţiilor care prelucrează calcar, la nord.

Traficul actual al drumului se rezumă la transporturi locale de importanţă redusă. În viitor drumul va fi circulat din ce în ce mai intens datorită :

a) modernizării sale pînă la Tismana ;

b) transporturilor generate de intrarea în funcţiune a diverselor unităţi ale complexului M.I.C. şi anume :

1 — transportul argilei în dumpere TATRA DC 5A (cu capacitate utilă de 10 tone) din cariera Dealul Calului ;

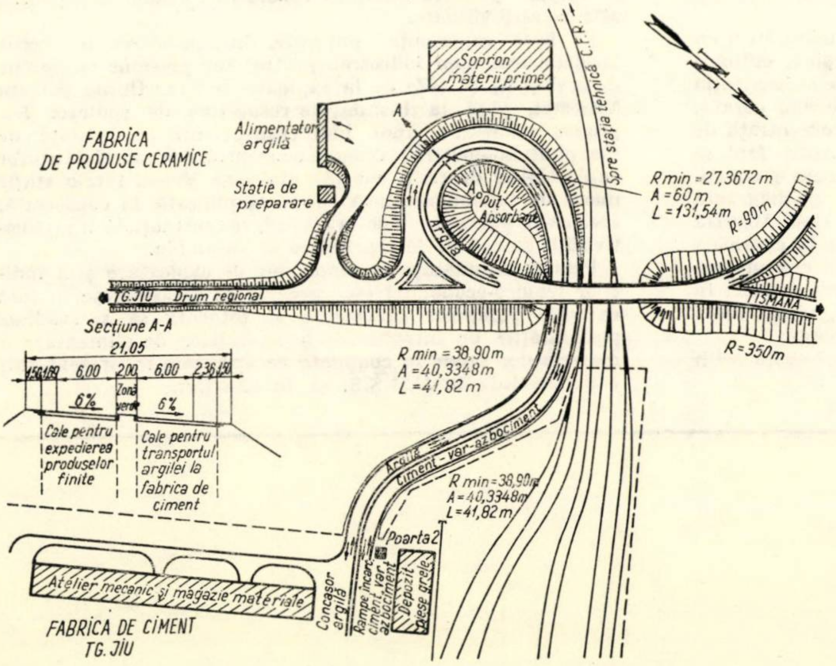
2 — transportul produselor finite expediate cu autocamioane de diverse tonaje.

Zilnic vor fi aduse din carieră 2 400—3 600 tone argilă pentru fabrica de ciment (ceea ce conduce la un tonaj brut de 7 200—10 800 tone) şi 600 tone argilă pentru fabrica de produse ceramice (1 800 tone brut). Produsele finite expediate cu mijloace auto în 24 ore reprezentînd 2 000 tone (1 600 tone ciment, 200 tone var, 200 tone produse ceramice) supun drumul acţiunii unui tonaj brut de 6 000 tone.

Marea diversitate a acestor transporturi, nevoia ca fluxurile de circulaţie, în special a acelora legate de producţie, să nu se întretaie cu cele de expediere a produselor finite, realizarea unui pasaj superior peste cele patru linii ferate normale ale fabricii de ciment, faptul că pasajul este destul de aproape de fabrică, au condus la folosirea unei metode noi pentru legarea rutieră a fabricii la drumul regional.

Această metodă, folosită îndeosebi la autostrăzi pentru racordarea acestora cu drumurile locale, a mai fost aplicată în ţara noastră, în acelaşi timp, la pasajul superior din gara Ploieşti-Sud, pentru legarea acestuia cu drumul spre Buzău.

Fig. 1


Sopron materii prime
Spre stația tehnică C.F.R.
A
Alimentator argilă
FABRICA DE PRODUSE CERAMICE
Statie de preparare
A
Puț Absorbant
Argilă
Rmin =27,3672 m
A =60 m
L =131,54 m
R=90 m
TG.JIU Drum regional
TISMANA
R=350 m
Secțiune A-A
21,05
1,50
1,89
6,00
2,00
6,00
2,36
1,50
Zonă verde
6%
6%
Cale pentru expedierea produselor finite
Cale pentru transportul argilei la fabrica de ciment
R min =38,90 m
A =40,3348 m
L =41,82 m
Argilă
Ciment - var - azbociment
R min=38,90 m
A=40,3348 m
L=41,82 m
Poarta 2
Atelier mecanic și magazie materiale
Concasor argilă
Rampe incarc. ciment, var, azbociment
Depozit piese grele
FABRICA DE CIMENT TG. JIU

La Bîrseşti s-a proiectat de IPCMC şi a fost executat de Întreprinderea 6 construcţii Craiova un drum în formă de buclă, care se desprinde din calea de pe pasajul superior şi trece apoi pe sub pasaj, aproximativ la nivelul căii ferate (fig. 1).

Pasajul superior are trei deschideri din care prima (dinspre Tg. Jiu) este destinată drumului, iar următoarele două celor pentru căi ferate normale de acces în fabrică. Lăţimea părţii carosabile pe pod este de 7 m, iar a trotuarelor de cîte 1 m.

Declivitatea maximă adoptată pe rampe este de 5 %, razele de racordare minime 350 m în plan orizontal, 2 000 m în plan vertical.

Lăţimea platformei este de 10 m, iar lăţimea carosabilă de 7 m.

Înălţimea mare a umpluturilor (pînă la 8 m) a determinat alegerea unui sistem rutier care să poată fi uşor refăcut în cazul unor eventuale tasări : pavaj din pavele abnorme cu rosturi bituminate pe fundaţie din balast cilindrat de 25 cm grosime. Încadrarea pavajului a fost făcută cu borduri din rocă eruptivă de 18/18 cm.

Porţiunea de drum în formă de „buclă" care face legătura între sectorul modernizat al drumului Tg. Jiu-Tismana şi fabrica de ciment a valorificat spaţiul cuprins între pod, căile ferate şi platformele tehnologice ale fabricii de produse ceramice.

Anticipînd prevederile STAS 3031/1964, referitoare la amenajarea curbelor, racordarea celor două direcţii obligate (axul drumului regional şi un ax paralel cu liniile ferate industriale) s-a făcut cu arce de clotoidă. Ele au următoarele caracteristici :

Raza minimă = 27,3672 m
Parametrul A = 60 m
Lungimea L = 131,54 m.

Legătura dintre buclă şi poarta nr. 2 a fabricii de ciment a fost realizată printr-un traseu în formă de „S" alcătuit din arce de clotoidă, cu următoarele elemente :

$R_{\min}$ = 38,90 m
A = 40,3348 m
L = 41,82 m.

S-a obţinut astfel un traseu fluent, perfect funcţional, oferind în acelaşi timp o imagine estetică pentru observatorii situaţi pe pasaj sau pe rampele de acces la pasaj.

Declivitatea maximă pe acest sector (buclă şi drum de legătură) este de 3,22 %.

Partea carosabilă are două căi, separate printr-un spaţiu verde central de lăţime constantă (2 m). Fiecare cale este circulată în ambele sensuri. Zona verde are rolul să separe traficul de aprovizionare cu argilă de traficul de expediţie descris mai înainte.

Lăţimea carosabilă minimă a fiecărei căi este de 6 m în punctele de rază infinită. Calea destinată transportului argilei atinge lăţimea maximă (8,36 m) în punctul de rază minimă (pe buclă). În acelaşi punct, cealaltă cale, pe care circulă autovehicule încărcate cu produse finite, are lăţimea de 7,69 m. Acostamentele au lăţime constantă 1,50 m fiecare.

Din motive asemănătoare cu cele expuse la rampele de acces (tendinţe de tasare a umpluturilor mari) s-a adoptat acelaşi sistem rutier : pavele abnorme cu rosturi bituminate pe fundaţie din balast cilindrat de 25 cm grosime. Pavajul este încadrat atît spre acostamente, cît şi spre zona verde prin borduri din rocă eruptivă

Zona verde, care separă cele două fluxuri de circulație, a fost folosită în incintă pentru amplasarea diverselor conducte subterane, precum și pentru plantarea stîlpilor pentru iluminatul electric.

De asemenea, ea constituie o rezervă pentru eventuala lățire a uneia sau a ambelor căi în eventualitatea dotării unităților de la Bîrsești cu autovehicule cu gabarite mai mari decît cele avute în vedere la proiectare.

Scurgerea apelor a fost rezolvată astfel:

În interiorul buclei a fost prevăzut un puț absorbant în care se strîng apele superficiale ca să fie conduse în straturile permeabile (situate la mică adîncime).

Pe restul drumului apele colectate cu ajutorul bordurilor sînt dirijate spre rețeaua de canalizare a fabricii de ciment.

CONCLUZII

Prin soluțiile adoptate este rezolvată problema circulației pe un drum cu trafic intens, pe care nu sînt admise nici un fel de întreruperi. Introducerea pe traseu a buclei a eliminat intersecția la același nivel a celor două fluxuri de circulație principale: pentru aducerea argilei și expedierea produselor finite.

Prin iluminarea întregii zone, rampe de acces, pod, buclă, drum de legătură, circulația se va desfășura fără stînjenire și în timpul nopții.

Rezolvarea în acest mod a problemelor ridicate de încrucișarea de la Bîrsești reprezintă un pas înainte în aplicarea tehnicii noi rutiere în țara noastră.

Elemente pentru o teorie a trotuarelor

Ing. D. Moraru, arh. I. Dumitrescu
INCERC Direcția monumentelor istorice

Observațiile pe care le-am întreprins un număr de ani, în special asupra construcțiilor monumente istorice, ne-au condus la posibilitatea de a trage unele învățăminte privind rolul trotuarului în exploatarea și conservarea construcțiilor și modul în care este corect a fi executat. Deși la prima vedere această problemă poate apărea minoră, o chestiune de detaliu în fond, nelegată direct de concepția arhitecturală și constructivă a construcției propriu-zise, ea are o importanță de cele mai multe ori majoră în asigurarea durabilității, în special a construcțiilor mai vechi, lipsite de izolație hidrofugă, și chiar a construcțiilor noi, așa cum vom încerca să demonstrăm în cele ce urmează.

Discuția pe care ne-am propus-o mai jos gravitează în principiu în jurul întrebării dacă trotuarele trebuie să fie impermeabile, semipermeabile sau permeabile.

În acest articol vom descrie o serie de deficiențe pe care le-am constatat la unele construcții vechi, la care mult timp după edificarea lor nu apăruseră fenomene de „igrasie" și care, în urma construirii unor trotuare de protecție, au manifestat deodată importante umeziri. Cazurile de care ne vom ocupa le socotim convingătoare pentru ilustrarea teoriilor noastre, mai ales că am obținut și o verificare concludentă prin măsurători și alte determinări la care s-a folosit aparatură modernă.

Prima construcție la care ne vom referi este un imobil cu subsol, parter, două etaje și mansardă, situată pe strada Sevastopol nr. 26 în București. Ea este înconjurată de o curte betonată, cu excepția unei fîșii cu straturi de flori paralelă cu construcția, de-a lungul uneia din fațade. Clădirea fiind veche, nu a fost prevăzută cu izolații hidrofuge. Din informațiile culese, construcția nu prezenta igrasie pînă în 1965, iar subsolurile adînci nu erau umede.

Procesul progresiv de umezire a început în urmă cu doi ani, scurt timp după executarea lucrărilor de pavare cu beton a curții.

Examinînd toate încăperile subsolului am constatat următoarele:

— în general umiditatea se manifestă în zidurile de pe conturul clădirii și mai puțin în cele interioare; dintre zidurile exterioare cel din fațada posterioară este cel mai abundent umezit;

— în lungul zidului din fațada posterioară, partea cea mai uscată corespunde poziției unui copac care se află lîngă construcție; acesta a avut un efect favorabil, consumînd din umiditatea terenului;

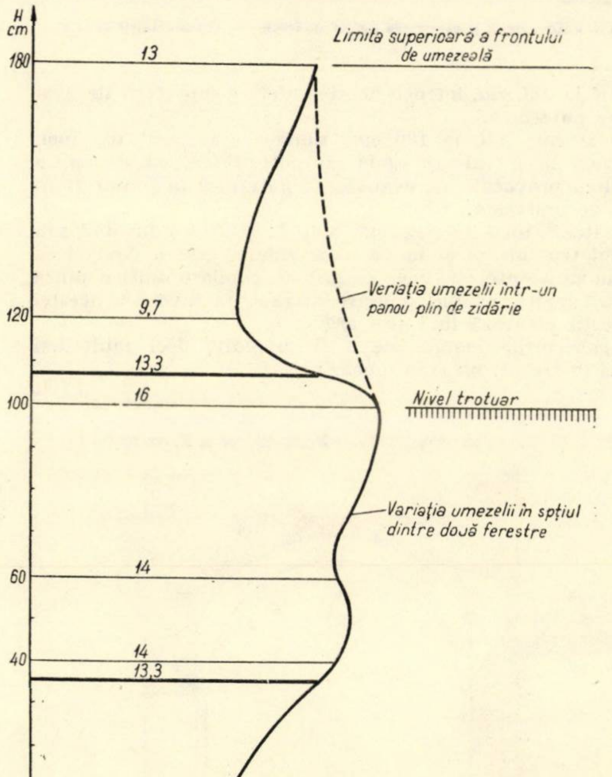
— zidurile interioare nu au o umezeală care să facă construcția nelocuibilă; cîteva sondaje făcute prin măsurarea umezelii la cota +20 cm de la pardoseală, cu umidometrul electric, au arătat valori în jur a 2%, adică mult sub valoarea maximă admisibilă (cca 5%);

— în schimb, în zidurile exterioare, umezeala variază, la cota +20 cm, de la pardoseală, adică la circa 80 cm sub nivelul terenului între 4—8%.

Umezeala în construcție a apărut la scurt interval după construirea pavajului și trotuarului din beton în jurul construcției.

Din examinarea diagramei din figura 1, rezultă că umezeala este mai mică la nivelul pardoselii subsolului și crește pe înălțime pînă la 10 cm deasupra nivelului trotuarului. De la cota 40 cm la 110 cm există o zonă suprasaturată cu apă (umiditatea în zidărie este mai mare decît porozitatea, respectiv umiditatea 16%, față de porozitatea 13,3%). Întrucît determinarea s-a făcut în spaletul de zidărie dintre două ferestre, umezeala a putut urca prin ascensiunea capilară, pînă la cota 180 cm (de la nivelul pardoselii subsolului). Datorită prezenței ferestrelor care încadrează spaletul în cauză, umezeala a suferit o scădere masivă de la cota

Fig. 1. Variația umezelii în zidăria exterioară (fațada posterioară) a clădirii IPCUP



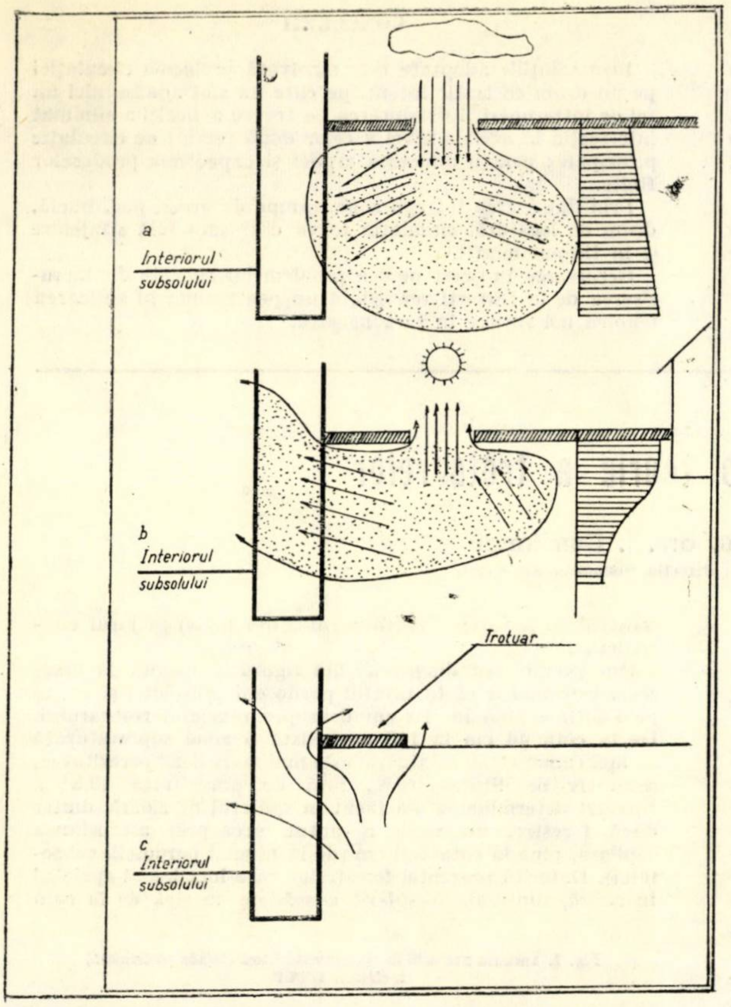

a
Interiorul subsolului
b
Interiorul subsolului
Trotuar
c
Interiorul subsolului

Fig. 2. Pătrunderea și evacuarea apelor meteorice în cazul clădirii IPCUP

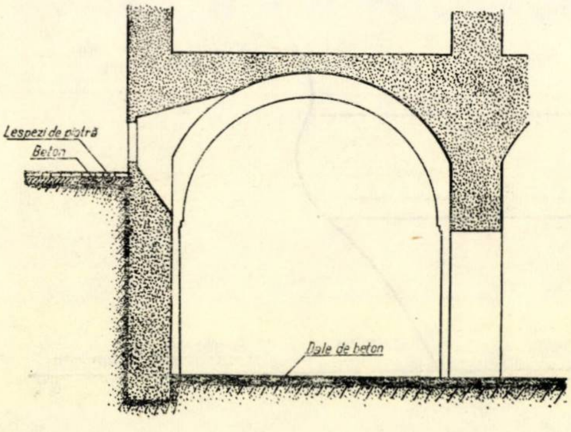
100 cm la 140 cm, întrucît acestea oferă o suprafață de evaporare puternică.

De la cota 140 la 180 cm, umezeala a sporit din nou, ajungînd la o valoare egală cu porozitatea, ca urmare a sucțiunii provocate de evaporarea puternică la limita frontului de umezeală.

Existența unei umezeli mai mari la nivelul și imediat sub nivelul trotuarului și nu la baza zidului este o dovadă că igrasia nu se datorește unei ascensiuni capilare dintr-o pînză freatică înaltă, ci unei umeziri laterale. În favoarea acestei explicații pledează încă trei argumente:

— subsolurile înainte de a fi umplute, deci mult mai adînci în trecut, nu erau umede;

Fig. 3. Secțiune prin subsolul „Casei Domnești” de la M-rea Brebu


Lespezi de piatră
Beton
Dale de beton

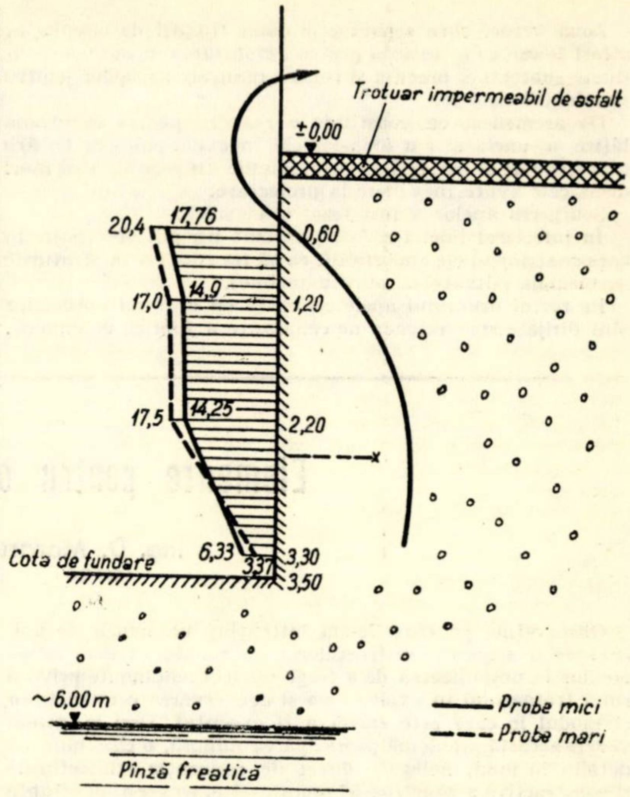
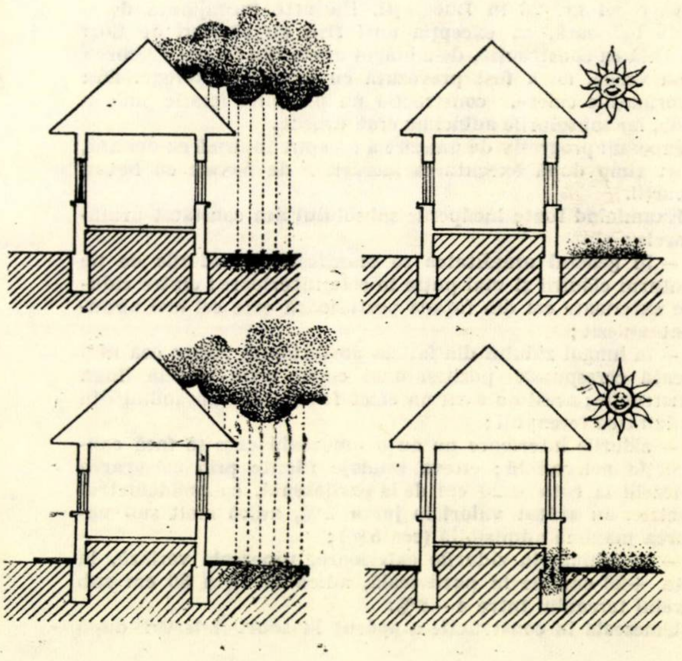


Fig. 4. Variația umezeli în zidăria fundației clădirii Sfatului popular regional Iași

Fig. 5. Schema efectului trotuarelor etanșe asupra umidității construcțiilor
a) construcții fără trotuar; b) construcții cu trotuar



— nici un zid interior nu prezintă igrasie, umezeala lor fiind în jur de 2% la bază;

— umezeala a apărut după construirea pavajului și trotuarului.

Fenomenul de umezire s-a produs după mecanismul ce-l vom expune mai jos.

Precipitațiile atmosferice din sezonul umed al anului au produs o acumulare importantă de apă sub pavajul impermeabil din curtea posterioară, pătrunderea fiind posibilă printr-un strat plantat (fig. 2 a). Această pătrundere a cuprins și o parte din grosimea zidăriei, lipsită de o izolație hidrofugă verticală. În anotimpul cald și uscat al anului, prin încingerea pavajului impermeabil la vapori, umezeala s-a concentrat sub pavaj și trotuar, ca urmare a tendinței de evaporare (fig. 2 b). O parte s-a evaporat direct în atmosferă prin fanta existentă (stratul de flori) și o parte importantă a traversat zidăria subsolului, a saturat-o și s-a evaporat fie în încăperi, fie în atmosferă, ocolind prin zidărie trotuarul impermeabil (fig. 2 c). În zona unde a existat copacul susmenționat, acesta a consumat o mare parte din umezeală, ceea ce a avut ca urmare și reducerea considerabilă a umezelii din camerele apropiate.

Un oarecare grad de umezeală (cca 7%) care există și în zidul exterior din fațada de la stradă, se poate explica după cum urmează:

— curtea este complet pavată cu beton și strada în continuare prin trotuarul asfaltat de asemenea foarte etanș la vapori.

Acest pavaj, nepermițînd un schimb de vapori între teren și atmosferă, menține dedesubt o stare de umezeală ridicată, alimentată dinspre partea carosabilă a străzii, care nu este pavată etanș.

În concluzie, datorită executării în jurul construcției a pavajului impermeabil la vapori, dintr-o placă groasă de beton s-a menținut o stare de umezeală ridicată în jurul construcției, umezeală care în anotimpul cald s-a evacuat prin mediul poros constituit de zidurile de la subsol.

O situație similară s-a produs și la subsolurile de la Casa Domnească a Mănăstirii Brebu, după restaurarea din 1964—65, datorită executării unui trotuar etanș (fig. 3); zidăria exterioară a acestui subsol, care a fost uscată în trecut, a devenit în cîteva luni igrasioasă.

Alt caz studiat de noi este și cel al clădirii Sfatului Popular al Regiunii Iași, cunoscut ca monument istoric sub denumirea de „Palatul Rosnovanu”, la care igrasia s-a urcat la circa 2—3 m în zidurile exterioare nu mult timp după executarea unui trotuar lat din beton asfaltat și pavarea completă a curții interioare.

Probele de materiale (pămînt, cărămidă și piatră) recoltate din fundația construcției, și anume:

— *proba 1* cărămidă de la cota — 0,60 m
— *proba 2* cărămidă de la cota — 1,20 m
— *proba 3* cărămidă de la cota — 2,20 m
— *proba 4* piatră de la cota — 3,30 m
— *proba 5* pămînt de la cota — 2,50 m,

ne-au permis determinări exacte ale gradului de umezire prin determinări directe.

În urma examinării construcției au apărut ca posibile două cauze de umezire și anume:

— ascensiunea capilară ca urmare a prezenței unei pînze de apă freatică intersectată de fundații;

— absorbția umezelii din terenul înconjurător, concentrată prin condens sub trotuarul impermeabil din jurul construcției.

În tabela 1 s-au sintetizat rezultatele acestei cercetări (reprezentate și în diagrama din fig. 4).

Cu aceste precizări se pot face unele observații asupra originii umezelii și anume:

1. Umezeala în zidăria din vecinătatea nivelului trotuarului (cca 20%) este mai mare decît la —2,20 m (cca 15%) și mult mai mare decît la cota tălpii fundației (cca 5%).

2. Umezeala din teren la cota —2,80 m este mai mare decît în zidărie (17% față de cca 12%).

3. Cărămida este saturată cu umezeală imediat sub nivelul trotuarului (de comparat umiditatea cu porozitatea) și numai umezită în vecinătatea tălpii, ceea ce este o dovadă că migrația umezelii nu este datorată unei alimentări din pînza freatică.

4. Adîncimea pînzei freatice față de talpa fundației este cu circa 2,50 m mai jos, adică la cota —6,00 m; comparînd umiditatea terenului de circa 16,00% la cota — 2,50 m, care nu este o umezeală ridicată, cu umezeala de saturare a unui loess (cca 30%), a rezultat că migrația de umezeală din zidărie nu este alimentată din pînza freatică, dar că umezeala constatată în teren indică totuși influența pînzei freatice, nu prin umezire capilară, ci prin forțe de reținere fizică (apă legată).

5. Datorită regimului termic mai constant în interiorul terenului (—2,20 m) este normal ca umiditatea superficială (12%) să fie apropiată de a terenului (16%). În vecinătatea trotuarului chiar și umiditatea superficială a cărămizii este mai mare (6%) decît umiditatea superficială de la o cotă mai joasă (la —1,20 m este de 4%).

În concluzie, rezultă că umezirea zidăriei este datorită unei migrații laterale din teren spre zidărie, ca urmare a barierei de vapori create prin prezența trotuarului impermeabil. Evaporarea umezelii din teren, aglomerată sub trotuar, eventual chiar condensată, se face prin zidărie pe calea indicată de săgeata din figura 4.

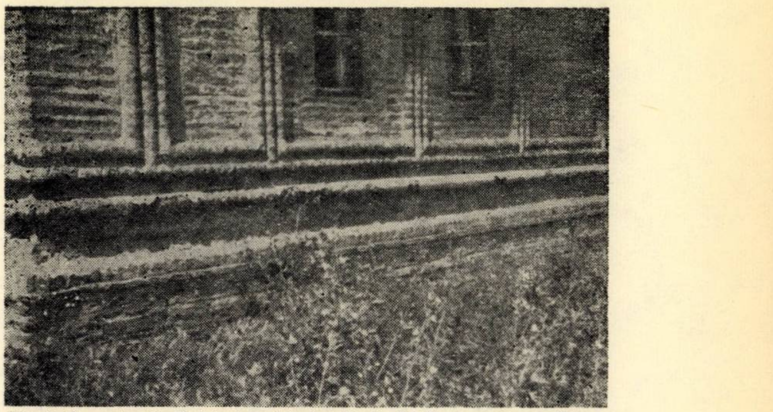


Fig. 6. O construcție fără trotuar, biserica din Corbii Mari — raionul Titu, lipsită de umezeală

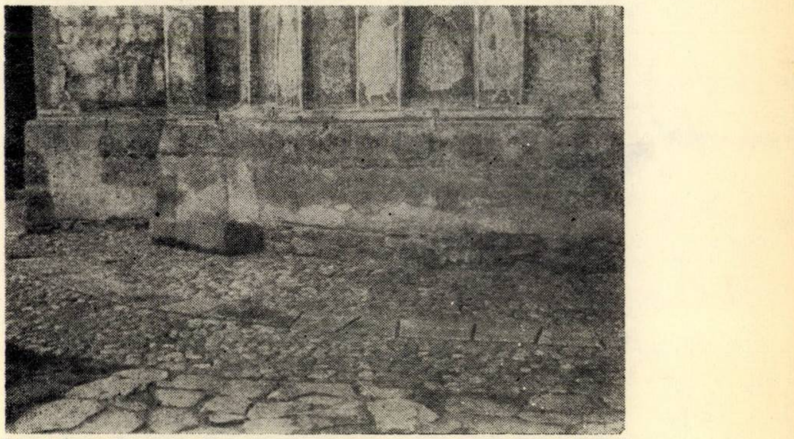


Fig. 7. În cazul bisericii de la Voroneț, trotuarul semipermeabil pare a fi avut ca rezultat eliminarea progresivă a umezelii (de observat uscarea la bază)

Fig. 8. La fel la Moldovița, dunga de umezeală mai persistă la zona superioară, unde s-a produs în timp și o alterare a pigmenților; la această stare soclul impermeabil are un rol negativ

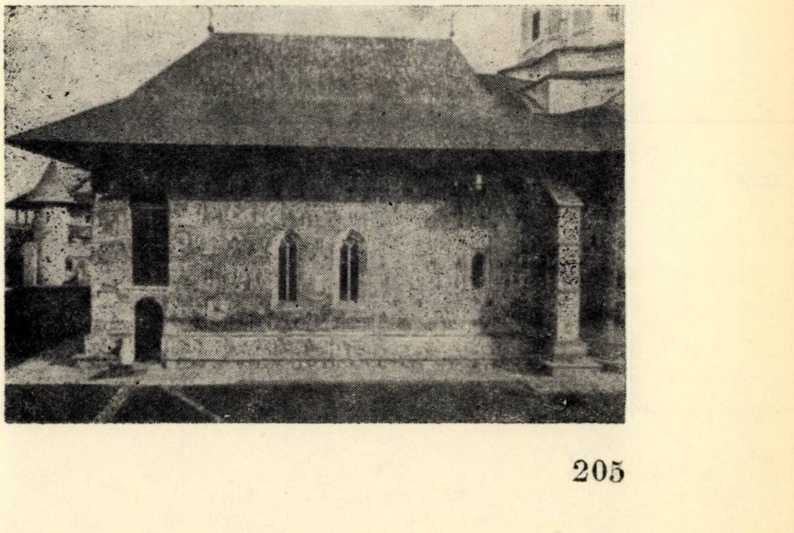


Tabela 1

Probe	cota (m)	umiditate % probe mici	umiditate % probe mari	porozitate % probe mici	porozitate probe mari	umiditate superficială
1. cărămidă	–0,60	17,76	20,4	19,5	18,7	6
2. cărămidă	–1,20	14,9	17,0	s-a sfărîmat în apă	15,1	4
3. cărămidă	–2,20	14,25	17,5	s-a sfărîmat în apă	15,6	12
4. piatră	–3,30	6,33	3,37	11,5		
5. pămînt	–2,50	16,67	–	–	–	–

Notă. Prin umiditate superficială am înţeles umiditatea determinată cu ajutorul unui umidometru electric, electrozii pătrunzînd în material circa 7 mm.

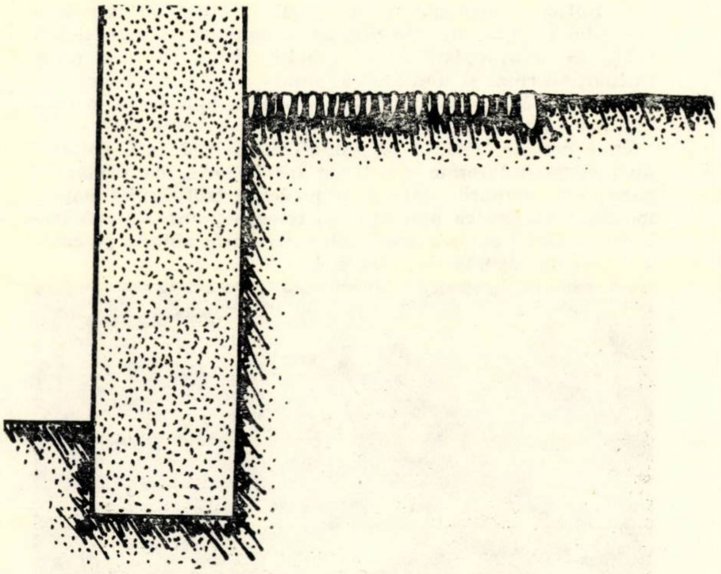
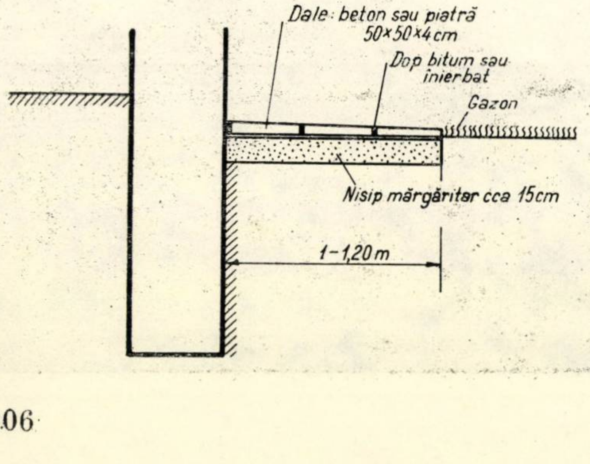


Fig. 9. Trotuar etanş la averse şi poros la evaporare, din mozaic de piatră de rîu (trotuar rudimentar, semiporos)

Fig. 10. Trotuar semipermeabil din dale de beton aşezate pe un pat de nisip mărgăritar



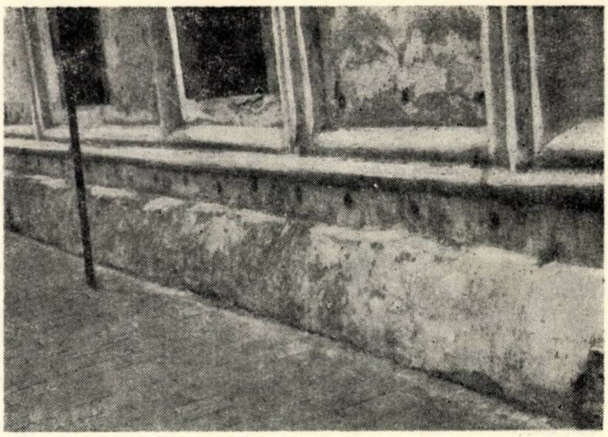


Fig. 11. Biserica „Dintr-o Zi" din Bucureşti, la care trotuarul etanş şi practicarea orificiilor de ventilare a provocat creşterea şi alimentarea continuă cu umiditate a zidăriei

În general asemenea fenomene se pot produce ca mai jos:

Apele pluviale se infiltrează în teren, urmărind un traseu vertical, iar în vecinătatea trotuarelor umezesc în parte şi zona de sub trotuar sub un unghi (faţă cu verticală), care creşte cu cît permeabilitatea terenului scade; în cazul unui loess argilos, cum este cazul celui de la Iaşi, acest unghi este mai mare decît în cazul unui nisip. La o anumită adîncime, umezeala de origine meteorică este echilibrată de umezeala naturală a terenului, ca urmare a prezenţei pînzei freatice; dacă ploaia sau anotimpul ploios este mai îndelungat, migraţia începe să se accentueze în sens orizontal cuprinzînd şi zona de sub trotuare, pînă la construcţie.

În perioadele călduroase, apa înmagazinată în teren (pînă la limita apei urcate capilar din pînza freatică), adică apa de origine meteorică şi apa de origine freatică, mai mult sau mai puţin legată, tinde să se evapore urmărind un traseu ascendent (fig. 5). Umezeala din afara suprafeţei trotuarelor se evaporă liber, putîndu-se evacua chiar şi prin trotuare, dacă acestea nu sînt impermeabile la vapori. Dacă trotuarul este etanş, cum este cazul trotuarelor de asfalt, şi în plus foarte lat, această evaporare este împiedicată. Se produce astfel o puternică acumulare de umezeală sub trotuar, care migrează în sens orizontal spre construcţie, ocolind trotuarul prin masa de zidărie, evaporîndu-se apoi din cuprinsul acesteia în atmosferă. În acest fel apar false pete de igrasie.

Spre deosebire de această situaţie, am putut constata că anumite construcţii fără trotuar, dar cu iarbă împrejur şi chiar cu un trotuar rudimentar, nu au prezentat sute de ani nici un fel de fenomene de igrasie, bineînţeles, dacă n-a apărut apă subterană.

Un asemenea exemplu ar fi biserica din Corbii Mari, raionul Titu (fig. 6), sau zidul de incintă al Mănăstirii Antim din Bucureşti. Astfel, în luna decembrie 1966 am măsurat umezeala în zidărie în zidul de incintă de la sud, colţul sud-est, atît în exterior, cît şi în interior (tab. 2).

Tabela 2

cota	exterior	interior
±0,00	9%	3,4%
+ 50 cm	3,2%	1,3%
+100 cm	2,7%	1,3%

Din tabela 2 rezultă că în interior construcţia nu prezintă igrasie, deşi în exterior nu are trotuar, şi în exterior nu se vede nici o urmă de umezeală; acel 9% de la cota zero reprezintă o umezire locală datorită prezenţei zăpezii. Menţionăm că temperatura în exterior, în momentul determinării, a fost de 0°C şi în interiorul muzeului +4°C, iar grosimea zidului respectiv este de 90 cm.

Am putea da multe exemple în care trotuarele au avut fie un efect favorabil, fie unul nefavorabil (fig. 7 — Moldoviţa, fig. 8 — Voroneţ).

Aceasta nu înseamnă că noi negăm necesitatea trotuarelor, negăm de fapt numai acele trotuare care sînt incorect executate sau proiectate şi care pot compromite o construcţie.

Trotuarul trebuie să apere construcţia şi fundaţiile împotriva infiltraţiilor de apă ce provin din aversele de ploaie, sau în perioada topirii zăpezilor; ele trebuie să permită o circulaţie în condiţii bune în jurul construcţiei. În nici un caz, un trotuar nu trebuie să fie însă etanş la vapori, ci numai la aversele de ploaie în sensul din exterior către teren; ele trebuie să permită evaporarea umezelii din teren, fiind permeabile la vapori, adică să asigure schimbul natural de umezeală care asigură şi o mai bună stabilitate a constanţei volumice a terenului.

La construcţiile mai noi, care au izolaţie orizontală, şi la construcţiile vechi cu fundaţii din piatră compactă lucrată, problema nu este esenţială; în schimb, la construcţiile vechi din zidărie de cărămidă fără asemenea măsuri de prezervare şi la care s-au executat trotuare etanşe, situaţia este de aşa natură încît se ajunge la a le face de nelocuit. Astfel am putut constata în numeroase oraşe, mai ales de provincie, cu case vechi, care cu timpul s-au modernizat, că executarea trotuarelor de asfalt pe străzi, lipite de imobile, şi tencuirea cu ciment a soclurilor, au avut un rezultat catastrofal din punctul de vedere al ascensiunii umidităţii de sub trotuar (Lipova, Giurgiu etc.).

Măsuri pentru remedierea acestei situaţii există, şi prima este înlocuirea trotuarului cu un trotuar corect.

În figurile 9—10, dăm cîteva asemenea secţiuni de trotuare olosite de autori, verificate ani de zile cu rezultate optime.

Pentru eliminarea umezelii, după executarea trotuarelor corecte, trebuie folosit în special anotimpul cald al anului, cînd decaparea tencuielilor pe această perioadă este necesară, în vederea evaporărilor. Cazuri ca cel al bisericii „Dintr-o zi" din Bucureşti, cînd trotuarul nu s-a remediat, în schimb s-au practicat în zidărie guri de ventilaţie sau tuburi Knappen (fig. 11), nu trebuie imitate, pentru că se accentuează transportul continuu al umezelii prin zidărie, datorită unui efect de tiraj, creat prin stimularea evaporării. În orice caz, folosirea electrodrenării pasive în asemenea situaţii nu este posibilă, deoarece pe de o parte diferenţa de potenţial necesară eliminării nu există, pe de alta, circuitul electric în masa terenului prin fundaţii nu se stabileşte, din lipsa umezelii la cote mai adînci [1], [2].

Uneori, rezultate bune pot fi obţinute şi prin crearea unui şliţ de 15 cm lăţime în trotuar, în lungul construcţiei, la contactul cu aceasta, eventual umplut cu un material poros cum ar fi un beton cu agregat monogranular şi dozaj de ciment redus (B 50 — B 25), cu care în anumite cazuri am obţinut rezultate mulţumitoare.

Bibliografie

[1] Moraru D.: *Aplicarea diferenţelor de potenţial electric, natural şi de la surse, pentru îndepărtarea umezelii din construcţii*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 7, 1963.

[2] Moraru D.: *Combaterea umezelii în construcţii prin electrodrenare*. Colecţia „Din experienţa inaintată a organizaţiilor de construcţii" I.D.T. – CSCAS. 1964.

Agregatele calcaroase în betoane*

Prof. dr. A. Steopoe

Folosirea agregatului calcaros în betoane, fie ca pietriş, fie ca nisip, fie ca adaos fin măcinat la ciment, a ridicat de multe ori probleme, fiindcă rezultatele obţinute de diverşi cercetători sînt adesea contradictorii. Această situaţie se datoreşte faptului că influenţa calcarului nu depinde numai de structura şi de gradul său de metamorfozare, ci şi de natura cimentului din amestec şi în special de modulul său hidraulic, după cum voi arăta în această lucrare.

Încă de la începutul secolului nostru s-a constatat că betonul cu agregat format din calcar concasat rezistă mai bine la foc decît acela cu agregate silicioase [1], chiar atunci cînd pietrişul este numai parţial calcaros şi mai conţine 30—40% SiO_2 [2]. S-a atribuit această comportare faptului că în momentul decarbonatării betonul se răceşte, decarbonatarea fiind un fenomen endoterm [3].

Cred însă că nu numai reacţia endotermă determină buna comportare la foc a betonului cu calcar, ci şi faptul că la decarbonatare la temperaturi joase, aşa cum este cazul betonului bătut de flăcări, carbonatul de calciu cu $\rho = 2,65$ g/cm^3 se transformă în oxid de calciu romboedric cu $\rho = 1,44$ g/cm^3, cu o reducere de volum de cel mult 10%. Aceasta înseamnă că granulele de agregat calcaros nu numai că şi-au redus uşor volumul, anulînd parţial dilatarea termică a betonului provocată de încălzire, dar din materialul iniţial compact s-au format granule noi cu o porozitate de 40%, deci la temperaturi ridicate, betonul devine mai rău conducător de căldură.

Afară de acţiunea favorabilă provocată de transformarea chimică a calcarului, el este superior rocilor eruptive în ceea ce priveşte rezistenţa la foc [4] şi prin faptul că are un coeficient de dilatare termică mai mic decît rocile silicioase şi anume:

După S. L. Meyers [5]:

calcar	$0,5 - 6,8 \cdot 10^{-6}$
gresie	$2,4 - 7,7 \cdot 10^{-6}$
cuarţ	$4,1 - 7,3 \cdot 10^{-6}$

După F. M. Lea [6]:

roci calcare $3,6 - 9,0 . 10^{-6}$
roci cuarţoase $10,8 - 12,6 . 10^{-6}$

Această deosebire se transmite şi betoanelor, după cum reiese din încercările făcute pe prismele de beton de $10 \times 10 \times 55$ cu dozajul 1 : 4,7 [7]:

betoane cu calcar $5,4 - 9,0 \cdot 10^{-6}$
betoane cu agregat silicios $11,3 - 12,6 \cdot 10^{-6}$

Mai trebuie ţinut seamă şi de faptul că, spre deosebire de calcar, pietrişul silicios suferă la încălzire transformări polimorfe cu mărire de volum, care pînă la 900°C sînt următoarele:

$$\begin{array}{lccccc} & \alpha\text{-cuarţ} & \xrightarrow{537\ ^\circ C} & \beta\text{-cuarţ} & \xrightarrow{870\ ^\circ C} & \alpha\text{-tridimit} \\ \rho\ (g/cm^3) & 2,65 & & 2,60 & & 2,28 \end{array}$$

ceea ce reprezintă o mărire de volum de 16%, care se însumează cu dilatarea termică şi produce exfolieri.

În ceea ce priveşte introducerea calcarului fin măcinat în mortare, o lungă serie de încercări cu mortare 1 : 3 şi 1 : 6 cu nisip de carieră, de consistenţă plastică şi vîrtoasă a fost făcută de O. Graf [8]. Graf a plecat de la mortarul dat căruia i-a *adăugat* calcar fin măcinat şi a constatat totdeauna sporuri de rezistenţă. Cred că acest fel de a aprecia influenţa prezenţei calcarului măcinat este greşit din punctul nostru de vedere. Prin adăugarea calcarului s-a făcut de fapt un spor de dozaj de ciment stabil, aşa încît nu se poate preciza cărui fapt i se datoreşte sporul de rezistenţă: acţiunii calcarului sau sporului de dozaj. De aceea, rezultatele lui Graf nu vor fi luate în consideraţie în acest referat.

---

* Referat de sinteză prezentat la Sesiunea ştiinţifică 1966 a Institutului de construcţii din Bucureşti.

Brevetul german DRP 293715 din 1915 revendică fabricarea unui ciment impermeabil obţinut prin măcinarea clincherului cu adaosuri foarte mici de silicaţi de sodiu sau de potasiu şi carbonat de calciu.

În anul 1933, cînd am cercetat betoanele cu agregat de calcar de Canara şi liant de Santorin şi var, care au stat 30 de ani în apa Mării Negre (comparativ cu un bloc de beton de acelaşi fel, care a rămas pe chei aceeaşi durată de timp şi nu suferise acţiunea apei de mare) am constatat că în caietul de sarcini era interzisă întrebuinţarea nisipului calcaros rămas de la concasarea calcarului, prescriindu-se întrebuinţarea nisipului silicios.

Încă mai de mult, o încercare de a elimina acţiunea distructivă a sulfaţilor, prin adaos de filer calcar la betoane, dăduse rezultate negative [9], iar mai tîrziu, R. Feret a constatat experimental că apa de mare distruge mai repede betoanele cu adaos de praf de calcar [10].

Atît prescripţia românească pentru betoanele maritime, cît şi rezultatele defavorabile obţinute de Fram şi Feret m-au determinat să fac o serie de încercări, în care să urmăresc ce influenţă exercită substituirea parţială a cimenturilor cu pulberi minerale asupra proprietăţilor suspensiilor apoase de ciment şi a pastelor întărite.

Într-o primă serie de încercări am lucrat cu trei cimenturi diferite (portland normal, portland superior şi ciment Ferrari), în care am introdus succesiv 10, 20 şi 30% var gras în praf, tras, făină de nisip normal şi calcar măcinat. Am urmărit volumul sedimentului în suspensie apoasă şi cîteva caracteristici ale pastelor de consistenţă normală după întărire, ajungînd la următoarele concluzii [11]:

Spre deosebire de pulberile minerale cu bioxid de siliciu activ şi de pulberea de hidroxid de calciu, care măresc volumul de sediment al suspensiei apoase de ciment, necesarul de apă de amestecare şi contracţia la uscare, calcarul reacţionează foarte slab asupra acestor caracteristici ale cimenturilor cercetate.

Pentru cercetarea betoanelor necesare măririi portului Constanţa (1933) şi pentru a compara acţiunea celor două adaosuri hidraulice propuse (trasul de Slănic şi pămîntul de Santorin) am făcut o serie de betoane după prescripţia Direcţiei Generale a Porturilor cu următorii lianţi:

1 — ciment curat;
2 — ciment cu 33% tras;
3 — ciment cu 33% Santorin;
4 — ciment cu 33% tras plus 8% pastă de var
5 — ciment cu 33% Santorin plus 8% pastă de var.

Cimentul a fost un ciment special Cernavoda cu următorii moduli: $M_h = 1{,}89$, $M_s = 2{,}77$ şi $M_{A1} = 1{,}88$, deci cu conţinut redus de oxid de calciu şi ridicat în bioxid de siliciu. Rezultatele cercetărilor pe betoane, mortare şi lianţi au făcut obiectul unei alte comunicări [12]. Aici voi arăta numai rezultatele obţinute cu pastele de lianţi existente efectiv în cele cinci tipuri de beton cu lianţi diferiţi. În aceste cercetări am alcătuit lianţii după un alt principiu, ţinînd seamă de faptul că în betoane nu mai există cimentul iniţial, ci un ciment slăbit cu fracţiunea fină din agregate [13] şi că aceasta influenţează foarte mult variaţiile de volum nu numai ale pastelor, dar şi ale mortarelor şi betoanelor [14]. De aceea am determinat în prealabil fracţiunea mai mică de 0,2 mm din toţi componenţii propuşi pentru executarea betoanelor şi am găsit următoarele valori:

Materialul	Tras	Santorin	Nisip de carieră	Nisip de Dunăre	Calcar spart
Rest pe 020	0,0	54,2	92,3	77,2	94,5%

Socotind deci drept liant întreg materialul din beton care trece prin sita 020 şi ţinînd seama de prescripţia pentru amestecul de beton care a fost 1p liant + 1p nisip de carieră (C) + 1p nisip de Dunăre (D) şi 4p calcar spart, am ajuns la lianţii amestecaţi arătaţi în tabela 1.

Lianţii s-au turnat în epruvete Bauschinger şi în plus s-au făcut şi epruvete cu ciment curat. După o întărire de 7 + 49 zile s-au supus la proba Anstett modificată de mine spre a putea obţine valori numerice astfel: probele întărite s-au pisat pînă au trecut integral prin sita 020, li s-a adăugat ghips măcinat la aceeaşi fineţe, s-au făcut paste de consistenţă normală şi din acestea s-au confecţionat epruvete Bauschinger, cărora li s-a măsurat expansiunea timp de 50 de zile de păstrare în aer umed. Rezultatele obţinute sînt reprezentate grafic în figura 1.

Tabela 1

Nr.	Ciment	Tras	Santorin	Fracţiunea fină din			Var	Apă (%)
				Nisip C	Nisip D	Calcar		
1	394	—	—	26	90	86	—	24,3
2	263	131	—	26	90	86	—	30
3	263	—	60	26	90	86	—	24
4	263	131	—	26	90	86	31,5	30
5	263	—	60	26	90	86	31,5	24

Din aceste rezultate se constată că prezenţa finului de calcar a mărit accentuat expansiunea provocată de ghips, depăşind mult pe aceea a cimentului curat, pe cînd adaosurile hidraulice au acţionat favorabil, cea mai slabă acţiune fiind aceea a adaosului de Santorin, care este un adaos hidraulic foarte slab [16].

Rezultatul obţinut concordă cu acela al lui Feret şi cu prescripţiile portului Constanţa şi este în contradicţie cu constatările lui Jung şi colaboratorii [17], care afirmă că adaosul de calcar fin măcinat la mortare le măreşte rezistenţa la acţiunea sulfatului de sodiu, precum şi cu acelea ale lui Singleton Green [18] referitoare la influenţa bună a adaosului de pulbere de calcar asupra rezistenţei mortarelor şi betoanelor la acţiunea agresivă a soluţiilor de bioxid de carbon şi de sulfat de sodiu.

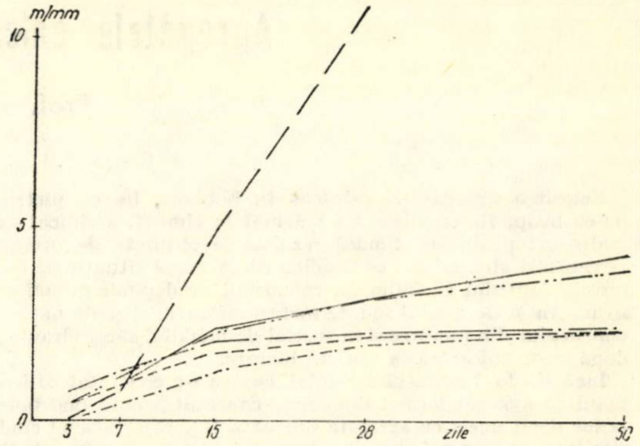


Fig. 1

Cred că aceste contradicţii se datoresc atît felului calcarului întrebuinţat, cît şi felului cimentului. Influenţa felului cimentului asupra activităţii unui adaos mineral pulverulent am dovedit-o încă din anul 1932, cînd am arătat că acelaşi adaos de tras acţionează diferit, în funcţie de modulii cimentului întrebuinţat [19].

Cele constatate în lucrările de pînă acum dovedesc că praful de calcar nu se comportă inert în amestec cu cimentul, după cum nici nisipul fin măcinat nu se poate considera drept un adaos inert. Această afirmaţie am dovedit-o experimental cînd am verificat o lucrare a lui R. Grün [20], care a propus ca pentru a determina priza cimentului în prezenţa unor cantităţi mari de apă fără a se produce segregare, cimentul să se amestece cu o cantitate foarte mare de făină de nisip silicios normal. Am repetat aceste încercări cu două cimenturi portland diferite, cu următorii moduli:

Felul cimentului	P I	P II
M_h	2,12	2,07
M_s	2,36	2,39
M_{A1}	2,21	2,09

Tabela 2

Compoziţia lianţilor (g)					Ciment P I		Ciment P II	
Nr. amestecului	Ciment	Făină de nisip	Făină de calcar	Calcar % în nisip	Apa de amestecare	Apă/ciment	Apa de amestecare	Apă/ciment
1	300	—	—	—	28	0,28	25,5	0,25
2	90	210	—	—	25,8	0,86	25	0,83
3	90	168	42	20	23,3	0,77	23,3	0,77
4	90	126	84	40	21,3	0,71	21	0,70
5	90	84	126	60	20,6	0,69	20,3	0,68
6	90	42	168	80	21,0	0,70	21,2	0,70
7	90	—	210	100	22,3	0,74	21,8	0,72

Cu aceste două cimenturi am făcut amestecurile propuse de R. Grün (90 părţi ciment + 210 părţi făină de nisip normal german) şi apoi am înlocuit treptat făina de nisip cu făină de calcar. Cu aceşti lianţi amestecaţi am făcut paste de consistenţă normală, cărora le-am determinat timpul de priză. Compoziţia lianţilor, raportul apă : liant şi raportul apă : ciment curat sînt arătate în tabela 2, iar timpurile de priză sînt arătate în figurile 2 şi 3, în care s-a luat în abscisă numărul liantului şi în ordonată timpul în ore. Curba inferioară reprezintă începutul prizei, iar curba superioară sfîrşitul prizei [21]. Din aceste rezultate se vede că influenţa pulberilor minerale asupra prizei cimenturilor depinde foarte mult şi de natura cimentului întrebuinţat şi anume:

1. La cimentul P. I. care este mai bazic, prezenţa făinii de nisip normal a scurtat foarte mult priza, deşi raportul a : c pur a fost triplat, pe cînd la cimentul P. II priza a fost prelungită.
2. Înlocuirea treptată a făinii de nisip cu calcar a accelerat priza la ambele cimenturi pînă la amestecurile nr. 5. De aici înainte numai începutul prizei este accelerat, pe cînd sfîrşitul este prelungit la ambele cimenturi, dar mai accentuat la cimentul P. I.

Din cauza acestei duble influenţe există în literatură atîtea contradicţii în privinţa influenţei pulberii de calcar asupra rezistenţei chimice. Astfel J. Y. Karpinski [22] afirmă că înlocuirea nisipului silicios cu nisip calcaros îmbunătăţeşte rezistenţa mortarelor la acţiunea soluţiei de sulfat de sodiu, iar I. Kavcic [23] afirmă exact contrariul.

Adaosurile de calcar fin la ciment au continuat să fie studiate mai ales în ceea ce priveşte influenţa lor asupra rezistenţelor mecanice, însă de data aceasta se fac anumite rezerve. Astfel, Singleton Green [24] afirmă că *unele* calcare fin măcinate şi adăugate la mortare şi betoane măresc rezistenţele mecanice, iar A. Daniels [25] constată că *anumite* calcare adăugate la ciment sau înlocuind parţial partea fină a agregatului măresc rezistenţele mecanice.

În anul 1949, Gottlieb Steven propune cimentul special Sigma cu 30% calcar care ar da rezultate mai bune decît cimenturile portland, cu condiţia ca clincherul să fie măcinat la o fineţe sub 40 mμ, iar calcarul să aibă o granulaţie cuprinsă între 40 şi 200 mμ. O afirmaţie analogă face şi C. K. Bretz [26] referitor la betoanele cu 300 kg ciment la m^3, raport a : c = 0,41 — 0,46, cimentul conţinînd 30% calcar, în care caz rezistenţele tîrzii rămîn neschimbate, dar se face economie de ciment, iar dacă cimentul conţine numai 15% calcar rezistenţele sînt mărite. Se pune însă condiţia: calcarul să fie măcinat mai mare decît cimentul.

Se pare că această condiţie pusă de Gottlieb şi apoi de Bretz este esenţială pentru buna reuşită a cimenturilor amestecate cu calcar. Dacă ne gîndim la faza lichidă care se formează la amestecarea cimentului cu apă, observăm că deşi ea este o soluţie cel puţin saturată cu hidroxid de calciu şi hidroaluminaţi de calciu, precum şi cu sulfaţi alcalini (proveniţi din alcaliile cimentului) şi ghips, totuşi ea este foarte diluată, fie din cauza solubilităţii reduse a dizolvatelor (hidroxidul de calciu şi hidroaluminaţii de calciu), fie din cauza prezenţei lor în cantităţi mici în ciment (alcaliile). Ca să se producă o reacţie în sistem eterogen, este necesar ca substanţele din faza lichidă să se găsească într-o anumită cantitate în raport cu suprafaţa totală a fazei solide, în acest caz cu aceea a granulelor de calcar. De aceea este necesar ca suprafaţa totală a granulelor de calcar să fie mult mai mică decît aceea a granulelor de ciment; pe de o parte, cimentul să dea o cantitate mare de componenţi solubili, iar pe de alta, aceştia să se găsească în raport mare faţă de suprafaţa totală a granulelor de calcar. Din cauza nerespectării acestor condiţii, precum şi prin faptul că nu toate calcarele dau rezultate bune în amestec cu cimentul, lianţii Sigma n-au avut succes. Totuşi s-a continuat fabricarea cimenturilor amestecate cu calcar, destinate însă numai mortarelor de zidărie, spre a da piese de construcţie cu rezistenţe mai mari decît în cazul mortarelor de var gras.

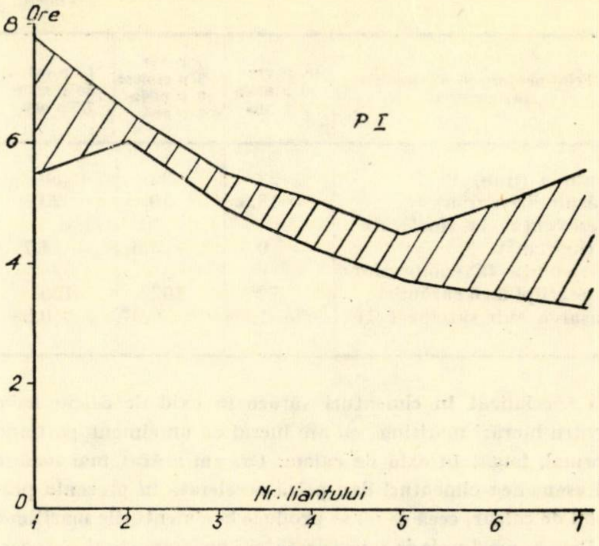


Fig. 2

Chiar în ţara noastră, fabrica de ciment Cernavoda a fabricat în anul 1941 un liant numit *calcarit*, format din 25% clincher şi 75% calcar măcinaţi împreună la fineţea cimentului, pe care-l recomanda ca un liant cu priză normală pentru mortarele de zidărie.

Încercînd şi eu un asemenea liant cu un ciment portland normal, am obţinut următoarele rezultate [27]:

Felul liantului	Ciment	Calcarit
apă de amestecare %	26,5	26
raport a : ciment pur	0,26	1,04
începutul prizei	4	1,3/4
sfîrşitul prizei	5,2/4	2,3/4.

Faptul că eu am obţinut o accelerare accentuată a prizei, deşi raportul apă : ciment pur a crescut de patru ori, se datoreşte cimentului întrebuinţat. Pe cînd fabrica Cernavoda

Fig. 3

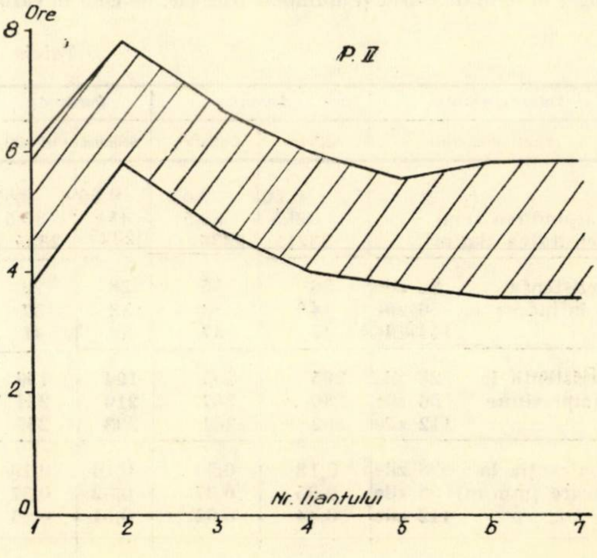


Tabela 3

Felul mortarului (compoziţia în greutate)	lo p var 30 p nisip 6 p apă	7 p var 3 p ciment 30 p nisip 6,2 p apă	10 p calcarit 30 p nisip 7,5 p apă
Tasarea (mm)	22	33	50
Răspîndirea (cm)	18,5	20	23
Rezistenţa la forfecare (kgf/cm^2)	0,7	3,6	4,7
Rezistenţa la compresiune pe stîlpi de 8 cărămizi	72	102	125
Tasarea sub sarcină (%)	1,60	0,97	0,38

s-a specializat în cimenturi sărace în oxid de calciu, bune pentru lucrări maritime, eu am lucrat cu un ciment portland normal, bogat în oxid de calciu. Or, am arătat mai înainte că asemenea cimenturi dau priză accelerată în prezenţa prafului de calcar, ceea ce nu se produce la cimenturile maritime.

Pentru mortarele de zidărie este însă mai important să se cerceteze lucrabilitatea lor, comportarea lor la contactul cu cărămida, rezistenţa pe stîlpii de zidărie şi rezistenţa la forfecare a rosturilor. Pentru aceasta am lucrat cu trei mortare diferite, dar în aceleaşi condiţii, proprietăţile lor tehnice fiind arătate în tabela 3.

Deşi mortarele cu calcarit dau rezistenţe atît de bune şi deformaţii sub sarcină mici, totuşi ele sînt foarte puţin lucrabile, devenind repede uscate în contact cu cărămida.

În ultimii ani s-a început iar fabricarea cimenturilor cu 30% calcar destinate mortarelor de zidărie, dar pentru eliminarea lipsei de lucrabilitate şi pentru îmbunătăţirea rezistenţei la acţiunea îngheţului repetat s-a propus să li se adauge un aditiv antrenor de aer [28] sau un aditiv mixt [29].

După rezultatele ce le-am obţinut cu calcaritul, am urmărit ce influenţă exercită făina de calcar asupra proprietăţilor betoanelor, atunci cînd înlocuieşte fracţiunea 0—1 mm a nisipului. În acest scop am lucrat cu betoane 1 : 6 slab plastice (răspîndirea 40 cm), folosind epruvete 10 × 10 × 70 cm, în care calcarul era prezent în nisip, în proporţie de 20% faţă de ciment. Rezultatele obţinute cu două cimenturi diferite sînt arătate în tabela 4 [30].

În general, influenţa prezenţei calcarului în fracţiunea fină a agregatului este slabă, variind în limitele erorilor experimentale. Totuşi se constată că micul spor de rezistenţă este permanent în cazul betoanelor cu ciment portland, care este bogat în oxid de calciu şi aluminat tricalcic, pe cînd în cazul cimentului Ferrari sporul de rezistenţă nu este constant. Situaţia a rămas practic aceeaşi, dacă în betoanele cu ciment portland conţinutul în calcar al nisipului l-am ridicat la 50% din greutatea cimentului din amestec.

Tabela 4

Felul cimentului		Ferrari		Portland	
Felul nisipului		Silicios	CuCaCO$_3$	Silicios	CuCaCO$_3$
a/c		0,66	0,65	0,66	0,65
Răspîndirea (cm)		39,5	39,5	41	40,5
Densitatea (kg/m^3)		2321	2338	2323	2335
Rezistenţa la întindere	28 zile	36	35	28	28
	56 zile	44	38	33	37
	112 zile	44	47	38	41
Rezistenţa la compresiune	28 zile	265	285	194	196
	56 zile	280	307	219	234
	112 zile	302	304	233	257
Contracţia la uscare (mm/m)	28 zile	0,18	0,50	0,16	0,19
	56 zile	0,35	0,37	0,32	0,37
	112 zile	0,44	0,52	0,51	0,56

Într-o serie de publicaţii ulterioare am mai făcut următoarele constatări şi afirmaţii:

— Adaosurile minerale pulverulente care n-au întărire proprie, dar pot lega ionii de calciu din faza apoasă a liantului, pot provoca accelerarea prizei unor cimenturi [31].

— Dacă se întăreşte sub formă de coloană o suspensie apoasă de ciment portland şi o suspensie din acelaşi ciment cu 30 % calcar, prezenţa calcarului a accelerat tendinţa de sedimentare şi segregare, microgranulele de calcar concentrîndu-se în partea superioară a coloanei şi provocînd o reducere a densităţii aparente şi a rezistenţei mult mai accentuate decît în cazul cimentului curat [32].

— Spre deosebire de hidroxidul de calciu, calcarul dă suspensii apoase foarte slab electropozitive şi de aceea volumul sedimentului apos al cimentului cu adaos de calcar se măreşte foarte puţin [33].

În sfîrşit, în ultimii ani au apărut o serie de lucrări referitoare la adaosurile sau substituirile mici de calcar la ciment, cu următoarele rezultate:

— La betoanele de ciment cu 500 kg de ciment la m^3, înlocuirea cimentului cu 5 sau 10% calcar a produs la încercarea de 28 de zile sporuri de rezistenţă de circa 5%, deşi raportul apă : ciment pur a crescut cu 25%. S-ar putea realiza astfel o economie de ciment [34].

— Dacă la un ciment de furnal 225 s-a adăugat succesiv 2,5, 5, 10 şi 25% calcar, rezistenţa mortarelor normale n-a fost influenţată, iar la betoane, rezistenţa a scăzut o dată cu creşterea conţinutului în calcar. De asemenea, rezistenţa la acţiunea corosivă a soluţiei de sulfat de magneziu 5% a fost redusă [35].

★

În ceea ce priveşte influenţa pietrei sparte calcaroase asupra proprietăţilor tehnice ale betoanelor, concluziile diverşilor cercetători nu sînt concordante şi anume:

— Rezistenţele betoanelor cu agregate calcaroase sînt mai mici decît acelea ale betoanelor echivalente cu agregate silicioase [36].

— Modulul de elasticitate la încovoiere este mai mare la betoanele cu calcar de Jura, decît în cazul agregatelor de bazalt şi granit [37].

— La aceeaşi concluzie a ajuns şi A. Kleinlogel [38].

— După alţi cercetători, chiar numai impurităţile calcaroase din agregate reduc rezistenţa betonului la acţiunea îngheţului repetat [39], iar din şapte tipuri diferite de roci cercetate, cea mai slabă adeziune a pietrei de ciment faţă de rocă s-a constatat în cazul calcarului, ceea ce explică durabilitatea redusă a betoanelor cu agregat calcaros [40].

— Betonul cu agregat calcaros nu dă rezultate bune la tratamentul hidrotermic cu apă caldă [41].

★

Pentru a lămuri comportarea finului şi agregatelor calcaroase în mortarele şi betoanele de ciment, în ultimul deceniu s-au făcut o serie de cercetări, care vor fi arătate în ordine cronologică în cele ce urmează.

În anul 1956, J. Farran a constatat că, spre deosebire de agregatele silicioase, la unele agregate calcaroase se produce o sudare directă între piatra de ciment şi agregat printr-un strat de legătură format dintr-o soluţie solidă de hidroaluminat de calciu şi carbonat aluminat de calciu [42].

În anul următor, G. Schippa şi R. Turriziani au constatat că la întărirea aluminatului tricalcic în aer, produsul rezultat are o röntgenogramă diferită de aceea a hidroaluminatului tricalcic şi au admis că în prezenţa bioxidului de carbon atmosferic se formează un carbonat-aluminat de calciu cu formula $3\,CaO.Al_2O_3.CaCO_3.nH_2O$ [43].

La aceeaşi concluzie s-a ajuns şi în cercetările executate în Statele Unite [44].

O cercetare mai amănunţită executată de P. P. Budnikov şi colaboratorii săi a dus la concluzia că hidratarea aluminatului tricalcic şi a aluminoferitului tetracalcic în prezenţa carbonatului de calciu, atît în suspensie apoasă cît şi în pastă, nu mai conduce la obişnuitul hexahidrat C_3AH_6, ci la complexul $C_3A.CaCO_3.11H_2O$ [45]. Acesta se dezvoltă de preferinţă direct pe suprafaţa granulelor de calcar sub formă de ace şi foiţe, şi astfel se explică influenţa favorabilă a adaosului de calcar asupra rezistenţei componenţilor mineralogici aluminoşi ai cimentului.

Şi noi am putut dovedi în mod indirect sudura ce se face între agregatele calcaroase şi piatra de ciment, dacă în cilindrii de beton armat am aşezat granule calcaroase şi silicioase de mărimea stratului de beton de acoperire a armăturii. Dacă aceşti cilindri au fost introduşi în soluţii agresive, armătura s-a corodat numai în dreptul granulelor silicioase, nu şi în dreptul granulelor calcaroase [46].

S-a mai constatat că acest carbonat aluminat de calciu se formează şi prin acţiunea bioxidului de carbon atmosferic asupra cimentului Portand întărit [47] şi chiar în cazul cimentului de furnal [48].

W. Lieber a executat aceleaşi cercetări ca şi Budnikov şi a constatat că se formează numai monocarbonatul, nu şi analogul etringitului [49]. În final ajunge la concluzia că adaosul de calcar la ciment nu se comportă inert, concluzie la care eu am ajuns încă de acum 25 de ani, cînd am arătat că şi compoziţia cimentului joacă un rol important.

J. Farran şi J. C. Maso atribuie acţiunea finului de calcar metamorfic, care substituie în mortare finul silicios, fenomenelor de spitaxie [50].

În sfîrşit J. M. Butt şi colaboratorii afirmă că, în cazul tratamentelor hidrotermice, şi hidrosilicaţii de calciu dau complecşi cu calcarul, fără a face vreo precizare referitor la compoziţia lor [51].

CONCLUZII

Din rezultatele expuse în cele de mai sus se pot trage următoarele concluzii:

Anumite calcare, în funcţie de gradul lor de metamorfozare şi de natura cimentului în care se introduc, se comportă în amestec ca adaosuri active.

Activitatea calcarului este favorizată în primul rînd de modulul hidraulic al cimentului şi deci de bazicitatea fazei apoase din pasta de ciment. Cu cît cimentul are un modul hidraulic mai mare, cu atît calcarul devine mai activ. De aceea, în cimenturile cu adaosuri hidraulice, care leagă ionul de calciu pus în libertate prin hidratarea şi hidroliza cimentului, calcarul se comportă inert.

Un alt factor care favorizează activitatea calcarului cu un anumit grad de metamorfozare este conţinutul cimentului în aluminaţi, cu care calcarul dă complecşi ce se sudează direct pe suprafaţa granulelor de calcar prin procese de epitaxie.

Dacă activitatea calcarului este favorabilă pentru proprietăţile mecanice ale mortarelor şi betoanelor cu asemenea adaosuri, sporindu-se rezistenţele mecanice şi reducîndu-se contracţia la uscare, nu aceeaşi afirmaţie se poate face în privinţa rezistenţei chimice şi mai ales în privinţa rezistenţei la sulfaţi. Se pare că complecşii iniţiali ai carbonatului de calciu cu hidroaluminaţii de calciu nu sînt stabili în prezenţa sulfatului de calciu şi se transformă în noi complecşi puternic expansivi. În această direcţie mai sînt necesare noi cercetări.

Bibliografie

[1] Weininger E.: Zement u. Beton, 1909, p. 237.
[2] Rock Products nr. 17, 1923.
[3] Tonindustrie Zeitung, 1919, p. 301.
[4] Schott O.: Zement, 1925, p. 233.
[5] Meyers S. L.: Concrete, 1935, nr. 8, p. 16.
[6] Lea F. M.: *The chemistry of cement and concrete*, 1956, p. 492, 498, 537
[7] Meyers S. L.: *Proceedings of the Highway Research Board*, 1950, p. 193
[8] Graf O.: *Versuche über den Einfluss von trassmeht und anderen Steinmehlen im Zementmörteln und Beton*, Berlin, 1922.
[9] Fram F.: Protokoll des Vereins deutscher Porteandzement-Fabriken 1918, p. 41.
[10] Feret R.: Revue des materiaux de construction, 1938, p. 81.
[11] Steopoe A.: Bul. Inst. Pol. Bucureşti, 1941, p. 134.
[12] Steopoe A.: Zement, 1939, p. 141.
[13] Steopoe A.: Bul. Inst. de betoane, construcţii şi drumuri, 1937, p. 291
[14] Lyse I.: Zement, 1936, p. 707.
[15] Steopoe A.: Zement, 1940, p. 535.
[16] Steopoe A.: Ciment şi beton, 1933, p. 49.
[17] Jung şi colab.: Chemisches Zentralblatt, 1940, partea II, p. 810.
[18] Singleton Green J.: Chemisches Zentralblatt, 1940 partea I, p. 3441.
[19] Steopoe A. şi Teodoru H.: Bulletin de chimie pure et appliquée, 1933, p. 3.
[20] Grün E.: Zement, 1939, p. 591.
[21] Steopoe A.: Zement, 1941, p. 687.
[22] Karpinski J. Y.: Revue des materiaux de construction, 1962, p. 15; 1963, p. 19.
[23] Kavcic I.: Tonindustrie-Zeitung, 1962, p. 460.
[24] Singleton Green J.: Cement, lime and gravel nr. 13, 1940, p. 60.
[25] Daniels A.: Betong nr. 1, 1948.
[26] Bretz C. K.: Hochschule f. Bauwessen – Leipzig. Wissenschaftliche Zeitschrift. Sondernr. 1962, p. 51.
[27] Steopoe A.: Materiale de construcţie nr. 1, 1942.
[28] Schneider A.: Tonindustrie – Zeitung, nr. 4, 1959, p. 74.
[29] Matuschek F.: Tonindustrie – Zeitung, 1961, p. 530.
[30] Steopoe A.: Materiale de construcţie, 1942, p. 49.
[31] Steopoe A.: Revue des materiaux de construction, 1958, p. 1.
[32] Steopoe şi colab.: Zement – Kalk – Gips, 1959, 0. 67.
[33] Steopoe A.: Baustoff – Industrie, 1962, p. 307.
[34] Satalkin A.: Hochschule f. Bauwesen Leipzig. Wissenschaftliche Zeitschrift Sondernr, 1962, p. 43.
[35] Reichel W.: Hochschule für Bauwesen Leipzig. Wissenschaftliche Zeitschrift, 1962, p. 290.
[36] Filosofov şi Slepetov: Zement, 1931, p. 152.
[37] Graf O.: Chemisches Zentralblatt, 1937, p. 4843.
[38] Kleinlogel A.: Chemisches Zentralblatt, 1942, partea I, p. 1416.
[39] Jordan J. P. R.: Cement, lime and gravel, 1962, p. 73.
[40] Valenta O.: Rilem – Symposium. Praga. Raport preliminar, 1961, p. 63.
[41] Reinsdorf S.: Silikattechnik, 1959, p. 566.
[42] Farran J.: Revue des materiaux de construction, 1956, p. 155.
[43] Schippa G. şi Turriziani R.: Ricerca Scientifica, 1957, p. 3654.
[44] Cement Lime Manufacture, 1959, p. 21.
[45] Budinkov P. P., Kolbassov W. M. şi Pentelejev A. S.: Silikattechnik, 1960, p. 271.
[46] Steopoe A. şi Moldovan V.: RILEM – Symposium. Praga. Raport final 1962, p. 329.
[47] Locher F. W.: Zement – Kalk – Gips, 1964, p. 71.
[48] Schmolczyk H. G.: Zement – Kalk – Gips, 1964, p. 74.
[49] Lieber W.: Zement – Kalk – Gips, 1964, p. 74.
[50] Farran J. şi Maso J. C.: Revue des materiaux de construction, 1964, p. 195.
[51] Butt J. M. şi colab.: Stroitelstvo Materiala 1965, p. 33.

Sticla securizată

Ing. I. Munteanu
Ministerul Industriei Construcţiilor

I. GENERALITĂŢI

1. **Sticla de siguranţă** (securizată) se fabrică în mod obişnuit din plăci de sticlă trasă sau laminată, şlefuită, polizată pe ambele feţe, sau neşlefuită, cu o compoziţie chimică : SiO_2 71,5—72 %, Al_2O_3 1,2—1,3 % ; Fe_2O_3 0,15—0,25 ; CaO 8,0—8,5 % ; MgO_2 2,9—3,5 % ; alcalii 14,5—15,5 %.

Prin sticla securizată sau de siguranţă nu trebuie să se înţeleagă că aceasta oferă o protecţie deosebită, ci micşorează numai pericolul de accidentare. În practică, pînă în prezent nu există o astfel de sticlă de siguranţă care să asigure, în toate circumstanţele, gradul maxim de securitate.

În ţara noastră sticla de siguranţă este standardizată încă din anul 1952 sub denumirea de "GEAMURI PLANE DE PROTECŢIE TIP SECURIT STAS Nr. 1853-52".

Nu sînt standardizate pînă în prezent geamurile curbate de protecţie de tip securit.

2. Noţiuni generale despre sticla de siguranţă tip "securit"

Procesul de fabricare a sticlei de siguranţă constă în următoarele :

— Plăcile de sticlă se încălzesc mai întîi într-un cuptor încălzit electric sau cu gaz pînă în jurul temperaturii de înmuiere. Încălzirea trebuie să fie uniformă pe ambele feţe ale plăcii de sticlă, fără ca sticla să se deformeze. Foile de sticlă se suspendă cu cleme metalice amplasate la distanţă egală unele de altele, pentru a nu permite deformarea în plan vertical.

După încălzire, plăcile de sticlă sînt răcite uniform pe ambele feţe cu ajutorul unui curent de aer rece.

În timpul tratamentului termic, în plăcile de sticlă se formează tensiuni interne care sînt repartizate uniform pe toată suprafaţa. Tensiunile iau naştere prin încălzirea sticlei pînă la punctul de înmuiere şi răcire bruscă.

Datorită conductibilităţii termice reduse se formează la exteriorul plăcilor de sticlă straturi care trec în domeniul elastic ca urmare a gradientului termic mare. În interiorul plăcilor de sticlă rămîne un strat încă plastic care pe măsură ce se răceşte se tensionează, în timp ce stratul exterior se comprimă. Aceste eforturi de tensiune şi comprimare denumite tensiuni rămîn în stare remanentă şi după răcirea completă a sticlei. Înlăturarea lor se poate face prin reîncălzirea sticlei pînă la punctul de înmuiere. Valoarea tensiunilor remanente depinde de gradientul termic, de viteza de răcire, de coeficientul de dilatare termică şi de compoziţia sticlei. Procesul de formare a tensiunilor remanente datorită răcirii rapide a plăcilor de sticlă constituie securizarea sau călirea sticlei.

3. Diferite procedee de răcire a sticlei pentru siguranţă

Pînă în prezent se cunosc următoarele procedee pentru răcirea sticlei securizate :

a) Răcirea sticlei prin introducerea într-un lichid

Acest lichid trebuie să aibă o temperatură de minimum 200 la 300°C pentru a se înlătura o răcire excesivă. Metoda a fost preconizată încă din 1894 în străinătate, a fost folosită la sticla pentru ambalaj, însă nu a dat rezultate satisfăcătoare la sticla plană, deoarece nu s-a putut evita diferenţa de temperatură şi deformarea plăcilor la introducerea lor în lichid. Ca agenţi lichizi de răcire s-au folosit uleiurile grase, sărurile topite, amestecuri de nitrat de sodiu, de potasiu şi de calciu, care au o densitate ridicată şi dau siguranţă din punct de vedere al aprinderii.

b) Răcirea prin contact cu plăcile metalice

Acest procedeu a fost preconizat de Siemens, în special pentru plăcile de sticlă plană, însă nu a dat satisfacţie în practică.

c) Răcirea cu aer rece

Metoda a fost pusă la punct din 1929 de către Saint Gobain şi este singura metodă întrebuinţată actualmente pentru sticla plană. Răcirea sticlei constă dintr-o suflare egală pe ambele feţe a unui jet de aer rece. Puterea jeturilor de aer trebuie să fie gradată în funcţie de grosimea plăcilor de sticlă. Debitul de aer folosit este diferit şi foarte important pentru foile subţiri, în timp ce la cele groase se poate realiza o călire mai ridicată datorită unui gradient mai mare de temperatură a plăcilor groase.

Pentru înlăturarea concentrării răcirii plăcilor de sticlă plană, instalaţia de călire este prevăzută cu o mişcare circulară alternativă.

O deosebită importanţă o are viteza de răcire prin limitele superioară şi inferioară.

La o viteză de răcire prea mare, tensiunile care iau naştere în placa de sticlă provoacă distrugerea acesteia, iar la o viteză prea redusă nu se asigură tensiunile care să formeze rezistenţa mecanică necesară sticlei securizate.

Eforturile din placa de sticlă securizată (călită) se repartizează pe toată grosimea ei, astfel încît straturile exterioare suportă eforturile de compresiune, iar la cele interioare eforturile de întindere.

În figura 1 se dă o secţiune transversală printr-o placă de sticlă de grosime oarecare "*S*", cu schema de repartizare a eforturilor pe grosimea plăcii de sticlă securizată.

Regiunile de comprimare sînt situate pe partea dreaptă a axei y_1y_1 fiind marcate cu semnul plus (+). Regiunea de întindere se află pe partea stîngă a axei y_1y_1, marcată cu semnul minus (—). La limita dintre stratele comprimate cu cele întinse se găsesc straturile neutre, avînd valoarea nulă, deoarece eforturile de comprimare şi de tensionare se compensează.

Aşa cum rezultă (fig. 1), eforturile maxime de compresiune le suportă straturile superficiale ale plăcii de sticlă de la exterior către mijlocul grosimii plăcii.

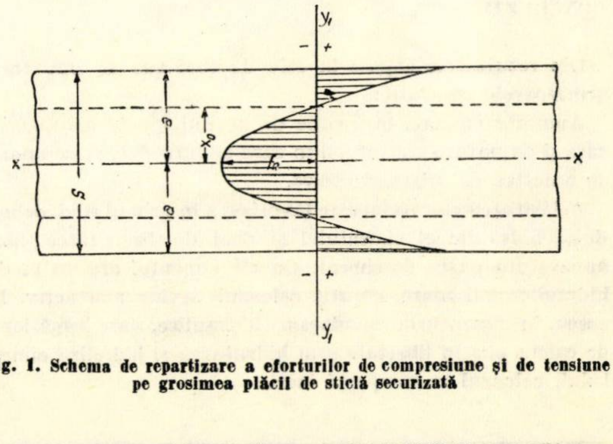


Fig. 1. Schema de repartizare a eforturilor de compresiune şi de tensiune pe grosimea plăcii de sticlă securizată

Pe măsura trecerii de la suprafaţa plăcii de sticlă către centru (axa *x x*), straturile din placă suportă compresiuni tot mai mici, iar la o distanţă oarecare de la suprafaţa plăcii efortul de compresiune este nul. Dincolo de această distanţă începe regiunea eforturilor de întindere a căror valoare se măreşte pe măsura apropierii de centrul plăcii şi devine maximă în centrul ei.

Adîncimea aranjării stratului neutru din placa de sticlă se poate calcula după formula lui G.M. Bartenev :

$\frac{xo}{a} = 0{,}270$ unde: a este limita dintre straturile comprimate cu cele de întindere la centrul plăcii ;

xo — limita dintre stratul neutru la centrul plăcii.

Valorile xo şi a sînt distanţele corespunzătoare de la stratul neutru şi de la suprafaţă la centrul plăcii.

Tensiunea maximă din centrul plăcii de sticlă poate fi calculată după formula :

$$f_o = \frac{\alpha E}{i - \sigma}\, Tg\ T_i$$

în care : α este coeficientul de dilatare liniară a sticlei, determinat sau calculat funcţie de compoziţia sticlei

E — modulul lui Young

σ — coeficientul lui Poisson

Tg — temperatura de trecere a sticlei din stare vîscoasă în stare fragilă

T_i — parametrul de intensitate a răcirii plăcii de sticlă.

O distribuire simetrică a tensiunilor faţă de axa xx este posibilă numai la o încălzire şi răcire uniformă ideală a plăcii de sticlă.

În practica de exploatare a instalaţiilor de încălzire şi răcire, simetria aceasta nu se poate respecta în întregime. În cazul nerespectării procesului tehnologic de securizare, una din feţele plăcii de sticlă se răceşte mult mai intens decît cealaltă, iar zonele de tensiune se deplasează faţă de mijlocul plăcii (axa xx). În acest caz, zonele eforturilor de compresiune nu mai sînt egale, zona eforturilor de întindere se deplasează în partea care este supusă la o răcire mai mică, iar punctul maxim al eforturilor de întindere nu va mai coincide cu axa xx, ci va fi deplasat de o parte sau alta în funcţie de răcirea mai lentă sau mai rapidă.

În figura 2, se arată influenţa răcirii neegale a plăcii de sticlă pe ambele suprafeţe. În acest caz, zona tensiunilor faţă de axa xx este deplasată către partea în care răcirea a fost mai mică.

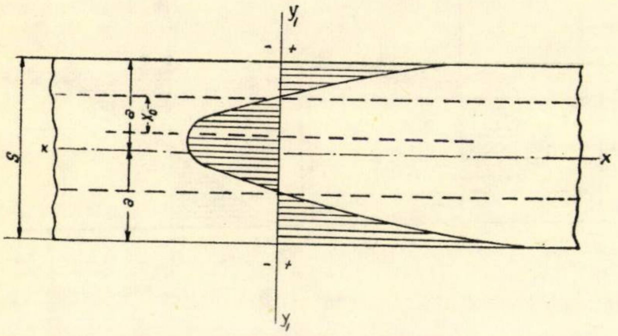


Fig. 2. Schema repartizării eforturilor de compresiune şi de tracţiune în placa de sticlă răcită în mod neuniform

Dacă vom răci numai una din feţele plăcii de sticlă, distribuirea eforturilor de tensiune pe grosimea plăcii nu va mai fi uniformă ca în cazul figurii 1 ; zona eforturilor de tensiune se va deplasa şi mai mult în spre partea care nu este supusă răcirii. Acest fenomen duce la scăderea rezistenţei la încovoiere a plăcii, fapt stabilit prin experienţă. Rezultatele acestor experienţe arată că rezistenţa la încovoiere a plăcii, la o încercare pe partea supusă răcirii, a fost de două ori mai mică decît la încercarea pe partea nesupusă răcirii.

Gradul de securizare a sticlei plane este legat de proprietăţile fizico-mecanice ale sticlei prin următoarea formulă :

$$\Delta = \frac{\alpha\, E\, Tg\cdot\gamma}{(1-\sigma)_{\beta\cdot 10^7}}$$

în care : α este coeficientul de dilataţie liniară

E — modulul de elasticitate

Tg — temperatura de trecere a sticlei din stare vîscoasă în stare fragilă — °C

σ — coeficientul lui Poisson

β — constanta optică a sticlei

γ — caracteristica schimbului de căldură.

În străinătate şi în ţară s-au făcut cercetări pe un număr însemnat de sticle cu grosimi de 4 ; 5 ; 7 ; 8 mm, determinîndu-se constantele fizice şi gradul de securizare a acestora. În tabela 1 se dau constantele fizice ale sticlelor cercetate, iar în tabela 2 gradul de călire rezultat pentru sticlele din tabela 1, în mediu de răcire lichid şi aer.

Tabela 1

Constantele fizice ale sticlelor cercetate

Sticla cercetată de compoziţii diferite Nr.	Coeficientul de dilatare liniară	Temperatura de înmuiere a sticlei T °C.	Modulul de elasticitate E în kgf/mm².
1	$89\cdot10^{-7}$	620	6 600
2	$88\cdot10^{-7}$	640	6 600
3	$52\cdot10^{-7}$	750	8 000
4	$42\cdot10^{-7}$	760	7 600
5	$41\cdot10^{-7}$	705	6 100
6	$27\cdot10^{-7}$	780	5 600

Se observă că temperatura de înmuiere, coeficientul de dilatare liniară şi modulul de elasticitate sînt diferite în funcţie de compoziţia chimică a sticlei.

În tabela 2 se arată gradul de securizare a sticlelor cercetate în tabela 1.

Tabela 2

Gradul de securizare a sticlelor corespondente din tabela 1

Sticla	Grosimea mm	Medii de securiz. şi număr de determinare	Gradul (determinării)			Raportul între efortul compr. şi tensiune
			de securizare	Tensiuni		
				compresiune	tensiunea	
1	2	3	4	5	6	7
1	5 mm	aer	1,4	6,0	3,0	2,0
		lichid 5	2,4	11,5	4,4	2,6
		” 4	3,2	17,0	5,9	2,9
2	5 mm	aer	1,6	6,0	3,0	2,0
		lichid 5	3,1	16,5	6,1	2,9
		” 4	4,0	20,5	6,8	3,0
	8 mm	aer	1,8	9,5	4,3	2,2
		lichid 5	3,0	16,5	5,5	3,0
		” 4	3,2	21,5	5,8	3,7
3	7 mm	aer	2,2	10,0	4,5	2,2
		lichid 5	3,3	18,8	5,9	3,1
		” 4	4,1	25,0	7,3	3,5
	5 mm	aer	1,8	9,5	4,3	2,2
		lichid 5	2,9	14,5	4,8	3,0
4	—	—	—	—	—	nedeterminat
5	5 mm	aer	1,4	6,0	3,0	2,0
		lichid 5	2,0	7,5	—	—
		” 4	2,6	10,0	4,0	2,5
6	5 mm	aer	1,3	6,4	3,2	2,0
		lichid 5	2,2	6,5	2,2	2,9

Din această tabelă rezultă următoarele :

— Pentru sticlele cu aceeaşi compoziţie chimică, securizarea în mediu diferit duce la creşterea valorii absolute a ra-

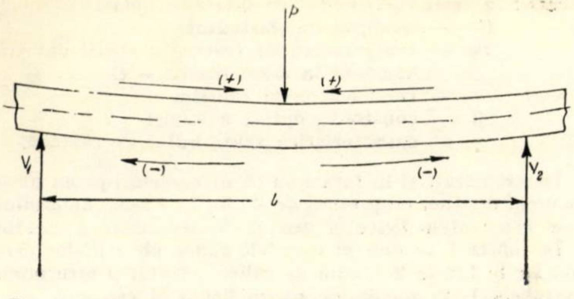


Fig. 3. Placa de sticlă nesecurizată sub acţiunea unei sarcini P concentrată

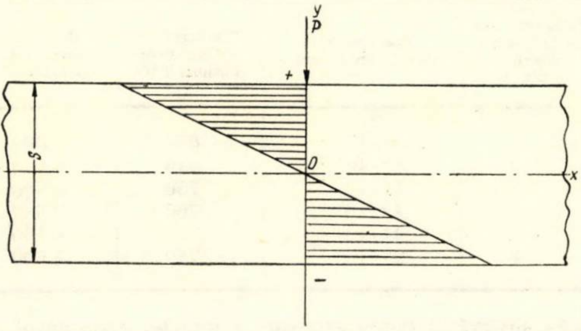


Fig. 4. Repartizarea grafică a eforturilor de compresiune şi tracţiune provocate de o sarcină P concentrată într-o placă de sticlă nesecurizată

portului dintre efortul de compresiune şi cel de tensiune în planul mediu (axa xx).

— Gradul de securizare este mai intens în medii lichide faţă de aer; sticlele 5 şi 6 din tabela 1, cu un coeficient de dilatare scăzut, prin securizarea în lichid, pot obţine valorile unui grad de securizare mai ridicat decît la securizarea în aer.

— Sticlele 5 şi 6 cu compoziţie chimică diferită se comportă la securizare în aer la fel, avînd valorile tensiunilor, compresiunilor şi a gradului de călire aceleaşi.

— La securizarea în aer a sticlelor de aceeaşi compoziţie chimică (sticla 2 şi 3, de grosimi diferite), se obţine un grad de securizare sensibil egal.

— La sticlele de grosimi sensibil egale şi compoziţii chimice diferite sau securizate în aer liber, se obţin valorile gradului de securizare egal (sticla 1, 2, 3, 5, 6).

— Mediul în care se face securizarea sticlei face să crească gradul de securizare.

— Compoziţia chimică a sticlei nu influenţează gradul de securizare.

— Eforturile de compresiune cresc mai repede decît cele de tensiune, în funcţie de grosimea sticlei.

— Gradul de călire creşte de asemenea funcţie de grosimea sticlei.

— Deşi securizarea sticlei în medii lichide duce la rezultate mai favorabile, această metodă de răcire nu s-a extins la sticla plană din cauza greutăţilor create în procesul tehnologic.

II. PROPRIETĂŢILE STICLEI SECURIZATE

Sticla securizată se caracterizează în general prin următoarele aspecte:

— Posedă un coeficient de dilatare şi o elasticitate mare.

— Spargerea sticlei prin şoc mecanic prezintă o mare siguranţă în sensul formării de granule mici fără muchii tăietoare.

— În ţara noastră se pot securiza plăci de geamuri trase şi laminate ornament, de dimensiuni cuprinse între 100—2 500 mm lungime, 100—1 500 mm lăţime cu grosimi de la 4 mm la 12 mm. În cele ce urmează vom arăta proprietăţile principale ale sticlei securizate:

1. **Rezistenţa mecanică** este una din proprietăţile de bază ale sticlei securizate, datorită căreia îşi găseşte o largă utilizare.

— Rezistenţa la încovoiere a sticlei securizate este de 5—6 ori mai mare decît rezistenţa la încovoiere a sticlei nesecurizate, datorită distribuirii favorabile a eforturilor de compresiune şi tensiune pe toată grosimea sticlei.

O placă de sticlă nesecurizată sprijinită pe două reazeme (V 1 V 2), supusă la acţiunea sarcinii concentrate P (fig. 3), se va încovoia şi, în acest timp, straturile superioare vor suporta eforturile de compresiune, iar cele inferioare, de tensiune. De îndată ce eforturile de tensiune vor depăşi rezistenţa la rupere, placa se va sparge.

Repartizarea grafică a eforturilor de compresiune şi tensiune în cazul forţei concentrate P, asupra unei plăci de sticlă nesecurizată, sînt reprezentate în figura 4.

După cum se vede în figura 4, eforturile în straturile inferioare şi superioare ale plăcii de sticlă sînt egale ca valoare absolută şi de sens contrar; în centrul plăcii eforturile sînt nule.

În figura 5 *a*, *b*, *c* se arată acţiunea unei sarcini concentrate (P) asupra unei plăci de sticlă securizată.

În placa de sticlă securizată există eforturile provocate de securizare, reprezentate parabolic în figura 5 *a*.

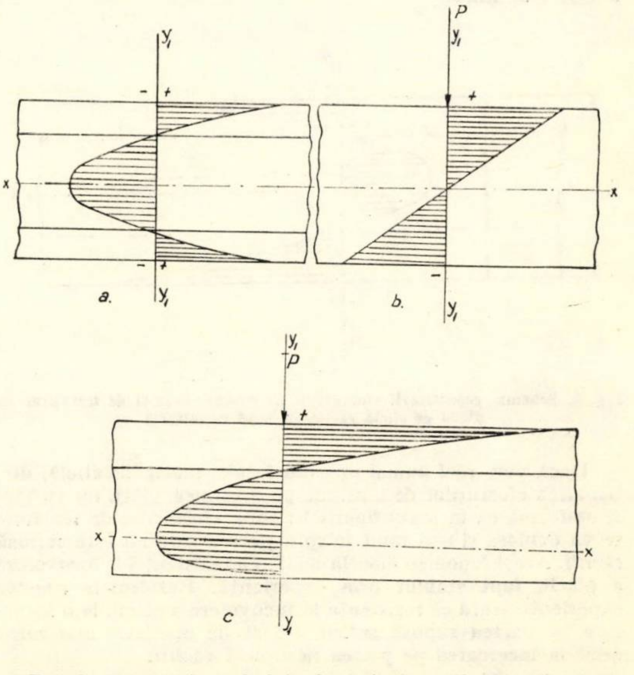
Prin încovoierea plăcii de sticlă securizată la tensiunile remanente, se mai adaugă şi cele provocate de sarcina de încovoiere (P) (fig. 5 b). Aceste eforturi se însumează algebric, iar repartizarea lor totală pe grosimea plăcii securizate se face după graficul din figura 5 *c*.

Din acest grafic (fig. 5c), rezultă că compresiunea în placa de sticlă securizată, supusă la încovoiere de o sarcină concentrată (P), este mai mare decît la sticla nesecurizată.

Rezistenţa mecanică la lovire şi încovoiere a sticlei securizate depăşeşte cu mult pe cea a sticlei obişnuite. În practică, rezistenţa mecanică la lovire a sticlei securizate se determină prin cădere liberă a unei greutăţi de oţel de la o anumită înălţime.

Înălţimea maximă de cădere liberă a greutăţii, fără să spargă sticla, reprezintă caracteristica la care este supusă sticla la încercare pentru spargere. În tabelele 3 şi 4 sînt date rezultatele obţinute privind comportarea la lovire a plăcii de sticlă neşlefuite, securizate şi nesecurizate, obţinute nî ţara noastră.

Fig. 5. Acţiunea unei sarcini concentrate (P) asupra unei plăci de sticlă securizată



Datele trecute în tabelele 3 şi 4 sînt calculate faţă de înălţimea de cădere a unei bile de oţel cu o greutate de 770 g bine polizată pe suprafaţă, avînd un diametru ∅ = 57 mm, după următoarea formulă:

$$P \text{ kgf/cm} = H \times G_b \text{ în kgf/cm}^2$$

Rezultatele obținute privind comportarea la lovire a geamurilor neşlefuite şi şlefuite securizate

Tabela 3

Felul şi grosimea geamului kgf/cm²	Inălțimea de cădere a bilei de încercare în cm la care s-a spart geamul.																
	70	90	95	100	110	115	120	130	140	145	170	200	250	260	270	280	300
1. Geam securizat şlefuit 5 mm	53,90	69,30	73,15	—	84,70	88,55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	53,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 mm	—	69,30	—	77	—	—	92,40	—	107,8	111,60	—	—	—	—	—	—	—
	—	69,30	—	77	—	—	92,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	69,30	—	77	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7 mm	—	—	—	—	—	—	92,40	100,1	107,8	111,5	130,9	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	92,40	100,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	92,40	100,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2. Geam neşlefuit securizat 5 mm	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	154	—	192,5	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	154	—	192,5	200,20	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	192,5	200,20	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	192,5	200,20	—	—	—
6 mm	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	154	—	—	—	207,9	215,60	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	207,9	215,60	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	207,9	215,60	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	207,9	215,60	—
7 mm	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	207,9	—	231
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	207,9	—	231
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	207,9	—	231
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	207,9	—	231

Rezultatele privind comportarea la lovire a geamurilor neşlefuite şi şlefuite nesecurizate

Tabela 4

Felul şi grosimea geamului kgrf/cm²	Inălțimea de cădere a bilei în cm la care s-a spart geamul										
	20	25	28	30	35	38	40	45	50	55	60
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1. Geam neşlefuit nesecurizat grosime : 5 mm	—	—	—	—	—	29,26	30,80	34,65	—	—	—
	—	—	—	—	—	29,26	30,80	34,65	—	—	—
	—	—	—	—	—	29,26	30,80	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	29,26	30,80	—	—	—	—
6 mm	—	—	—	—	—	—	—	34,65	38,50	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	34,65	38,50	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	34,65	38,50	—	—
	—	—	—						38,50		
7 mm	—	—	—	—	—	—	—	—	38,50	42,35	46,20
	—	—	—	—	—	—	—	—	38,50	42,35	46,20
	—	—	—	—	—	—	—	—	38,50	42,35	46,20
2. Geam şlefuit nesecurizat grosime 5 mm	15,40	19,25	21,56	—	—	—	—	—	—	—	—
	15,40	19,25	21,56	—	—	—	—	—	—	—	—
	15,40	19,25	21,56	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	19,25	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6 mm	—	—	—	23,10	26,95	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	23,10	26,95	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	23,10	26,95	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	23,10	—	—	—	—	—	—	—
7 mm	—	—	—	—	—	—	30,80	34,65	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	30,80	34,65	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	30,80	34,65	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	30,80	34,65	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	30,80	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	|	30,80	—	—	—	—

în care

H este înălţimea de cădere a bilei de oţel în cm

G_b — greutatea bilei de oţel în kg.

Valoarea de spargere la lovire a geamurilor securizate trebuie să atingă următoarele forţe (kgf/cm) pentru fiecare grosime de geam :

— geamurile de 5 mm grosime = 115 kgf/cm^2 ;

— geamurile 6—7 mm grosime = 154 kgf/cm^2 ;

— geamurile 8 mm grosime = 207 kgf/cm^2.

Din tabela 3 rezultă că geamul neşlefuit securizat se încadrează din punct de vedere al valorii de spargere la şoc mecanic în normele de standardizare, iar geamul şlefuit securizat dă valori mai mici datorită microfisurilor rezultate la şlefuire. Fenomenul este explicabil, deoarece prin tratamentul termic al securizării, deşi suprafaţa de geam se îmbunătăţeşte din punct de vedere al rezistenţei mecanice, totuşi nu se recapătă suprafaţa iniţială a geamului tras, lipsită de microfisurile de şlefuire.

Experimentele arată că valorile rezistenţei la încovoiere ale sticlei securizate cresc de 4,5 — 6,8 ori faţă de sticla nesecurizată.

Tabela 5

Rezistenţa la încovoiere a sticlei securizate şi nesecurizate plane

Grosimea sticlei mm	Rezistenţa la încovoiere kgf/cm^2		Creşterile rezistenţei la încov. a sticlei securizate faţă de sticla nesecurizată
	Sticla nesecurizată (normală)	Sticlă securizată	
6,00	210	1 080	5,18
8,75	245	1 130	4,63
12,25	426	2 260	5,30
17,50	489	2 260	4,62
19,00	386	2 520	6,55
20,20	392	2 670	6,85

Tabela 6

Mărimea săgeţii la încovoiere a sticlei nesecurizate (sarcina concentrată)

Dimensiunea plăcilor de sticlă simplu rezemate în mm	Încovoierea în mm sub sarcina de kgf/cm^2		
	200	300	400
200 × 100 × 6,27	0,10	0,21	0,30
400 × 200 × 6,24	0,29	0,61	rupere

Tabela 7

Mărimea săgeţii la încovoiere a sticlei securizate (sarcina concentrată)

Dimensiunea plăcilor de sticlă simplu rezemate în mm	Încovoiere în mm sub sarcina de kgf/cm^2					
	200	400	600	800	1000	1500
200 × 100 × 6,15	0,09	0,30	0,45	0,59	0,75	1,18
700 × 200 × 6,38	0,35	0,98	1,62	2,22	2,80	4,59
200 × 100 × 8,24	0,07	0,21	0,32	0,44	0,57	0,98
200 × 100 × 10,45	0,05	0,15	0,24	0,34	0,45	0,69

2. Elasticitatea

Elasticitatea sticlei securizate depăşeşte cu mult pe aceea a sticlei nesecurizate.

În tabelele 6 şi 7 se arată mărimea săgeţii la încovoierea sticlei securizate şi nesecurizate, sub acţiunea diferitelor sarcini concentrate (după G.P. Petrov).

3. Stabilitatea termică

Stabilitatea termică a sticlei securizate este mult mai mare decît la sticla nesecurizată de aceeaşi compoziţie chimică. Sticla securizată trasă (Fourcault) rezistă fără a se sparge la o diferenţă de temperatură de 90...150°C.

La variaţiile de temperatură, eforturile ce iau naştere în straturile exterioare ale sticlei se compensează prin eforturile de compresiune de semn contrar ce există în aceste straturi, iar sticla nu se sparge.

4. Transparenţa la lumină

Transparenţa la lumină a sticlei securizate nu se deosebeşte de aceea a sticlei nesecurizate de aceeaşi compoziţie chimică şi grosime.

Factorul de transmisie a luminii a sticlei plane din ţara noastră pentru o grosime de 5, 6, 7, 8 mm este de minimum 80%—76%.

Transparenţa la lumină a sticlei securizate nu se deosebeşte de cea a sticlei nesecurizate şi nu se schimbă sub acţiunea razelor ultraviolete.

III. DOMENIUL DE FOLOSIRE A STICLEI SECURIZATE

Sticla securizată se foloseşte în special ca sticlă de siguranţă în industria mijloacelor de transport rapid şi comun : la autoturisme, autocamioane, autobuze, troleibuze, autosanitare, autoutilitare, tractoare, locomotive şi vagoane C.F., tramvaie, avioane, vapoare, tancuri, sub formă de parbrize, părţi laterale, hublouri etc.

— În industria construcţiilor se poate folosi la : vitrine, uşi, pereţi despărţitori pentru camere, scări, balustrade, băi, ghişee etc.

— În industria mobilei se poate folosi la : şibere pentru mobilă, birouri, vitrine, mese etc.

— În industria electrotehnică, la ecrane pentru televizoare, scale radio etc.

— În industria alimentară la : frigidere, etajere de prezentare etc.

— În industria construcţiilor de maşini se foloseşte la utilajele şi instalaţiile unde se impun condiţii de securitate a muncii.

— În industria optică se foloseşte la ochelari de protecţie, măşti de protecţie etc.

Folosirea geamului securizat în viitor în ţara noastră va trebui să se extindă în toate domeniile arătate, datorită caracteristicilor sale tehnice şi de siguranţă.

O reglementare obligatorie a folosirii acestei sticle ar duce la rezultate deosebite în ceea ce priveşte securitatea muncii.

În ţara noastră sticla securizată se fabrică la fabricile de geamuri Mediaş şi oglinzi Bucureşti.

Concurs de proiecte privind complexe industriale pentru îngrăşarea tineretului taurin

Ing. L. Călin
C.S.C.A.S.

În cadrul dezvoltării zootehniei în unităţi specializate, de mare amploare, în care să se folosească la maximum cunoştinţele la care au ajuns cercetările privind creşterea animalelor, mecanizarea operaţiilor de furajare şi întreţinere precum şi sistemele constructive, se pune problema proiectării şi executării unor complexe pentru îngrăşarea tineretului taurin.

S-a considerat că obţinerea unor soluţii constructive cît mai eficiente se poate realiza printr-un concurs de proiectare a unor astfel de unităţi zootehnice ; în acest scop CSCAS (Comitetul de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare) a organizat un concurs privind proiectarea unui ,,Complex industrial pentru îngrăşarea tineretului taurin'' pentru 6 000 capete (îngrăşate la 450 kg, livrate în serii de maximum 1 500 capete).

OBIECTIVELE CONCURSULUI

Principalele obiective urmărite de tema concursului sînt :

— desfăşurarea în cele mai bune condiţii a sistemului tehnologic pentru creşterea şi îngrăşarea tineretului taurin de la vîrsta de trei luni şi greutate de 110—120 kg, la vîrsta de 15 luni şi greutate de 450 kg, organizat pe trei perioade de creştere ;

— condiţii ecologice corespunzătoare dezvoltării biologice optime a animalelor ;

— luminozitate (lumină naturală 1 : 15 şi iluminat artificial 5 W/m^2) ;

— microclimat (temperatură minimă 15°C, umiditate maximă 80 %, viteză maximă a aerului 0,3 m/s, o repartizare cît mai uniformă a temperaturilor în zona ocupată de animale) ;

— asigurarea adăposturilor pentru animale cu instalaţii interioare necesare (instalaţii pentru adăpare, menţinerea curăţeniei, satisfacerea cerinţelor P.C.I. etc.) ;

— prezentarea unor sisteme constructive, privind întregul proces tehnologic, cît mai economice, care să conducă la ocuparea unor suprafeţe minime de teren, costuri specifice cît mai reduse, transporturi şi manipulări uşoare, execuţie rapidă prin metode industrializate.

PROIECTELE PREZENTATE

S-au prezentat 15 proiecte şi se poate aprecia că aceste lucrări conţin o mare varietate de idei, concepţii de proiectare care se referă atît la probleme de ansamblu, cît şi la elemente de detaliu.

Soluţiile constructive sînt, în cea mai mare parte, prezentate în mod indicativ, fără detalii caracteristice, ilustrate la nivelul necesar pentru a putea fi analizate mai în adîncime.

Aproape toate proiectele prezintă hale comasate, observîndu-se tendinţa către realizarea întregului flux tehnologic într-o singură clădire. Comasarea funcţiunilor se face în construcţii pe un singur nivel, cu excepţia a două proiecte care încearcă o rezolvare etajată.

Totuşi clădirile pentru adăposturi comasate într-un plan orizontal au avantajul unei structuri mai simple, unui grad mai ridicat de prefabricare şi industrializare a execuţiei.

În ceea ce priveşte materialele utilizate se constată existenţa unor structuri de rezistenţă din prefabricate de beton armat, beton precomprimat, cît şi structuri metalice variate, din laminate, tablă îndoită, tuburi cu pereţi subţiri etc. : pentru elementele de închidere, în afara materialelor ceramice folosite curent, se propun o serie de materiale uşoare ; azbociment, plastociment, materiale plastice şi altele.

Dificil de rezolvat s-au dovedit a fi acoperişurile în cadrul halelor comasate, prezentîndu-se, în linii mari, două variante : 1. acoperişuri plane cu maximum două pante ; 2. acoperişuri cu linie frîntă, avînd un mare număr de coame şi dolii.

Trebuie remarcat că, în cazul al doilea, nu s-a rezolvat funcţionarea doliilor în cazul unor zăpezi mari caracteristice climei ţării noastre, ploi cu debit mare sau de lungă durată.

Este indicat ca sistemul constructiv al acoperişurilor să nu conducă la întreţineri periodice în exploatare, costisitoare, cu consum de manoperă ridicat sau de durată.

Desigur că aceste condiţii sînt, într-o oarecare măsură, contradictorii cu ideea unui acoperiş din elemente constructive uşoare şi eficiente, ceea ce, de altfel, a constituit una din principalele probleme dificile ale concurenţilor la concurs.

Dimensiunile în plan ale reţelelor de stîlpi ai structurii de rezistenţă variază în majoritatea cazurilor între 6,00—14,00 m.

Sînt interesante soluţiile care folosesc elemente din beton precomprimat, reuşind astfel să micşoreze dimensiunile transversale ale grinzilor ; utilizarea însă a grinzilor precomprimate pe deschideri relativ mici (6,00—9,00 m) nu apare a fi o soluţie raţională.

În cadrul structurilor metalice, şi în mod deosebit în cazul acelora propuse din elemente cu pereţi subţiri, rămîne deschisă problema evitării coroziunii (şi a întreţinerii) metalului pentru protejarea împotriva degradării în timp, cunoscîndu-se gradul ridicat de umiditate existent în aceste adăposturi.

Soluţii constructive mai deosebite au constituit :

— utilizarea betonului armat în forme asemănătoare cu ale construcţiei de lemn (dulapi de beton armat, 6 × 25 × 500 cm, asamblaţi prin fururi din beton armat şi buloane), întîlnit în proiectul nr. 4 ;

— utilizarea unor secţiuni transversale semicirculare în formă de tunel realizate din două rînduri de azbociment curb-ondulat pe arce curbe din polistiren armat cu fibre de sticlă — soluţia proiectului nr. 1.

Aceste proiecte nu corespund însă posibilităţilor actuale de realizare, avînd totodată o serie de deficienţe de detaliu.

Cu toate că importanţa pereţilor s-a diminuat din cauza reducerii perimetrului total la clădirile comasate, nu s-a remarcat o preocupare corespunzătoare pentru soluţii constructive industrializate ale pereţilor. Se observă tendinţa către utilizarea unor panouri prefabricate, ,,sandviş'', cu azbociment, ca protecţie a termoizolaţiei peretelui.

Termoizolarea clădirilor pentru adăposturi se face în majoritatea cazurilor din polistiren expandat, ceea ce poate constitui o soluţie raţională în măsura în care acest material se poate procura.

PROIECTELE PREMIATE

Criteriile de premiere a proiectelor s-au bazat pe aprecierea funcţionalităţii tehnologice, a modului de rezolvare a planului general, a arhitecturii de ansamblu şi a obiectelor componente, indicatorii tehnico-economici (suprafaţa specifică de teren şi suprafaţa clădită pe cap de animal), gradul de comasare, precum şi concepţia generală a soluţiilor constructive.

Au fost premiate trei proiecte şi s-au acordat patru menţiuni.

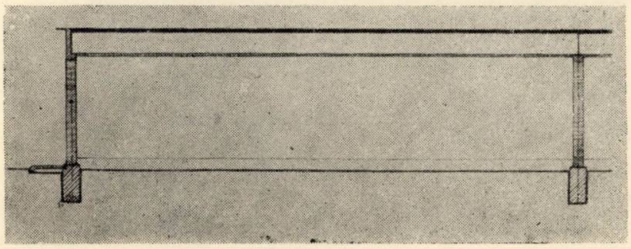


Fig. 1. Zidărie portantă din beton celular autoclavizat şi cu acoperiş din elemente II prefabricate precomprimate. Secţiune I—I

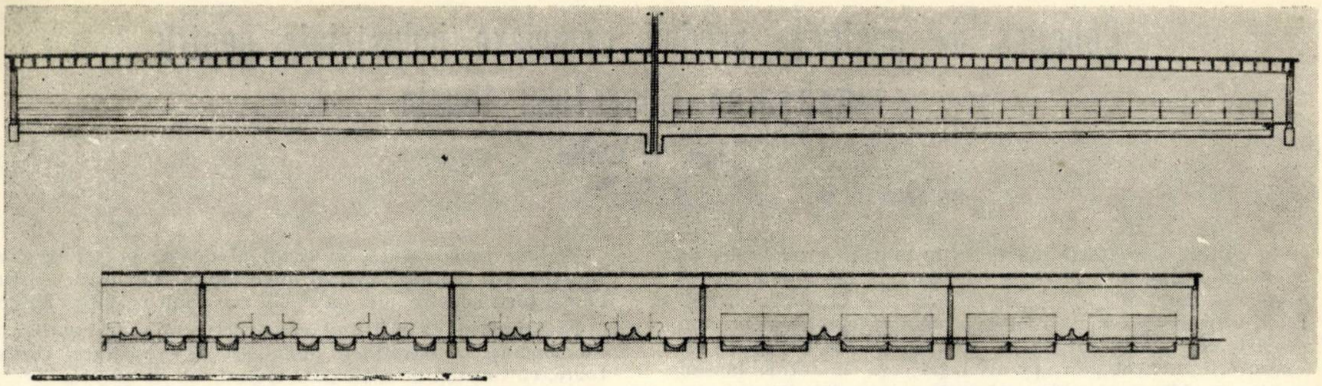


Fig. 2. Secţiune transversală şi longitudinală

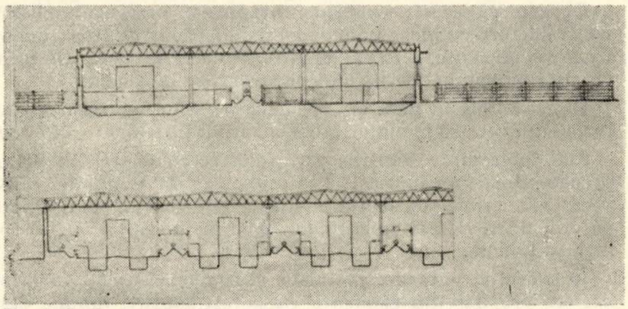
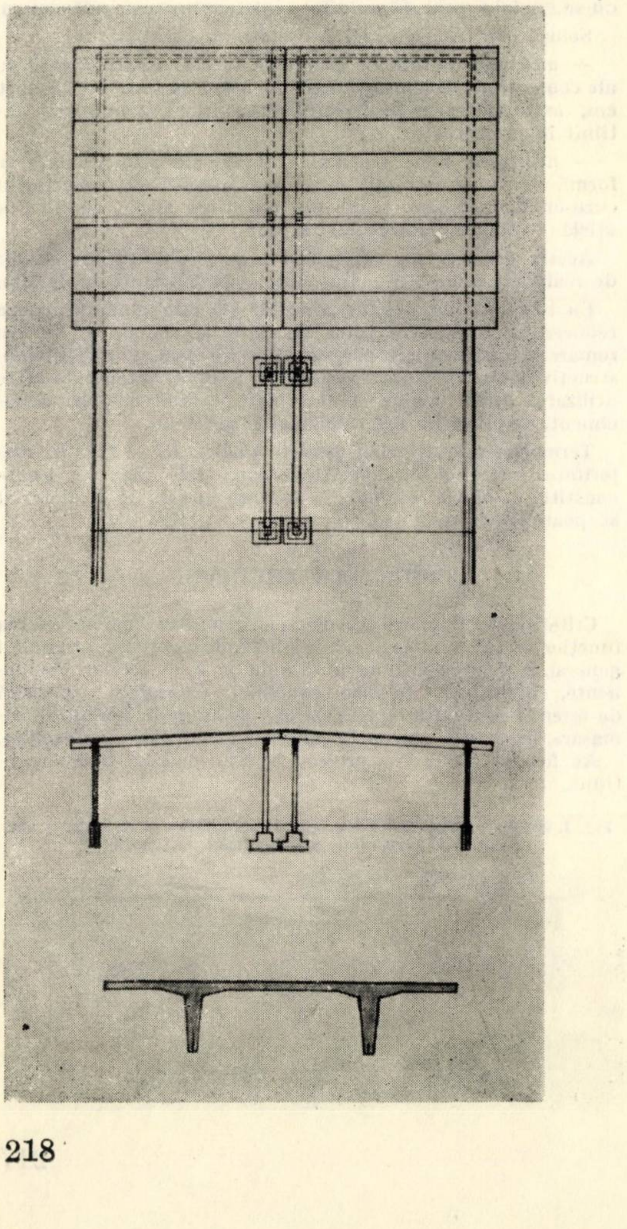


Fig. 3. Secţiuni caracteristice

Fig. 4. Adăpost pentru perioadele 1 şi 2



Premiul I a fost acordat proiectului nr. 12 (autor arh. Vogel cu un colectiv), care a prezentat o soluţie comasată, asigurînd aplicarea tehnologiei date în temă în condiţii economice.

Clădirea comasată are, la interval de 14 m interax, ziduri portante de 30 cm grosime, realizate din blocuri de beton celular autoclavizat, întărite la interval de 5,00 m cu sîmburi din beton armat monolit. Acoperişul construcţiei se realizează din elemente precomprimate de 14 m lungime, în formă de Π, cu înălţimea de 75 cm şi lăţimea plăcii de 150 cm, rezemînd pe ziduri prin intermediul unei centuri (fig. 1, 2).

Termoizolaţia, din polistiren expandat, este aşezată la partea inferioară a elementelor precomprimate, ceea ce oferă un tavan neted, uşor de întreţinut şi agreabil ca aspect. Soluţia prezentată este simplă, economică, uşor de realizat, dar prezintă dezavantajul utilizării unor prefabricate grele.

Premiul II a fost acordat proiectului nr. 7 (autori arh. Traianescu N. şi ing. Dragu C.) (fig. 3).

Structura de rezistenţă, prezentată în proiect, este metalică, adoptîndu-se o reţea de 7,50 × 7,50 m, cu stîlpi din ţeavă de construcţii pe fundaţii izolate din beton şi ferme din metal avînd parţial piesele tensionate din oţel beton şi elementele comprimate din profile; distanţa dintre ferme este 2,50 m şi se montează pe o grindă metalică care leagă în sens longitudinal stîlpii.

Talpa fermei este formată din două corniere pe care se reazemă tavanul format din panouri termoizolante (1,25 × × 2,50 m) din azbociment şi polistiren expandat. Întreţinerea fermelor metalice este însă dificilă, necesitînd demontarea tavanului.

Acoperişul se prevede din chesoane P.F.L. dur (1,25 × × 2,50 m) pe care se aşază învelitoare din pînză şi carton asfaltat lipite cu bitum. Această soluţie pune problema protecţiei contra incendiului şi a comportării în timp a materialului.

Zidăria este din cărămidă GVP, formată dintr-un zid de 14 cm spre interior, 6 cm polistiren expandat, 2 cm gol de aer şi zidărie de protecţie spre exterior.

Premiul III a fost acordat proiectului nr. 9 (autor ing. Teodorescu Valeriu).

Proiectul cuprinde o structură din beton armat (fig. 4, 5). Acoperişul este format din elemente precomprimate Π, avînd lăţimea plăcii de 2,00 m şi lungimea de 12 m, care reazemă pe zidăria portantă de pe contur, iar central pe un şir de grinzi prefabricate standardizate de 9 m şi stîlpi de 30 × × 30 m. În sens longitudinal au fost prevăzute travee de 9,00 m, iar transversal, procesul tehnologic a condus la amplasarea a doi stîlpi la 1,5 m interax.

Izolarea termică şi hidrofugă este aşezată la partea superioară a elementelor precomprimate, conţinînd două stra-

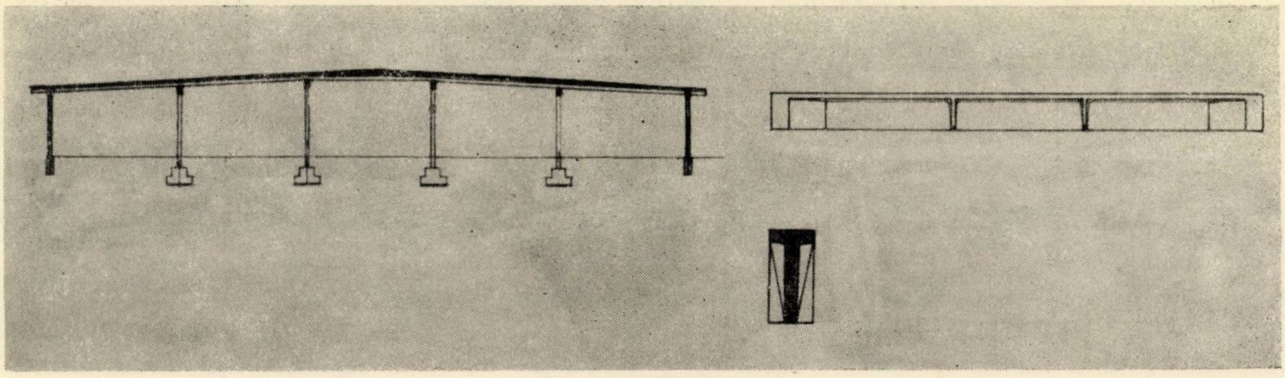


Fig. 5. Grindă prefabricată G

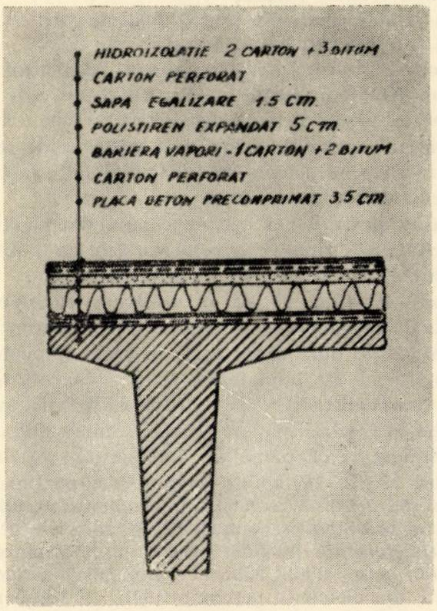

HIDROIZOLATIE 2 CARTON +3 BITUM
CARTON PERFORAT
SAPA EGALIZARE 1.5 cm.
POLISTIREN EXPANDAT 5 cm.
BARIERA VAPORI - 1 CARTON + 2 BITUM
CARTON PERFORAT
PLACA BETON PRECOMPRIMAT 3.5 cm.

Fig. 6. Detaliu de invelitoare

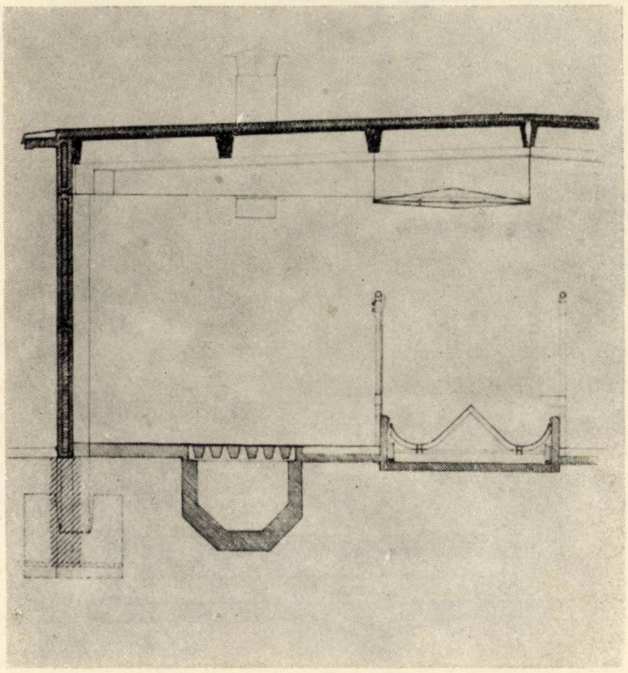


Fig. 9. Îngrășătorie taurine. Detalii constructive caracteristice

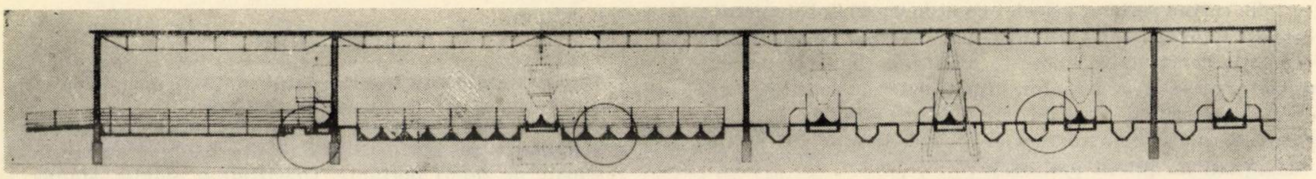
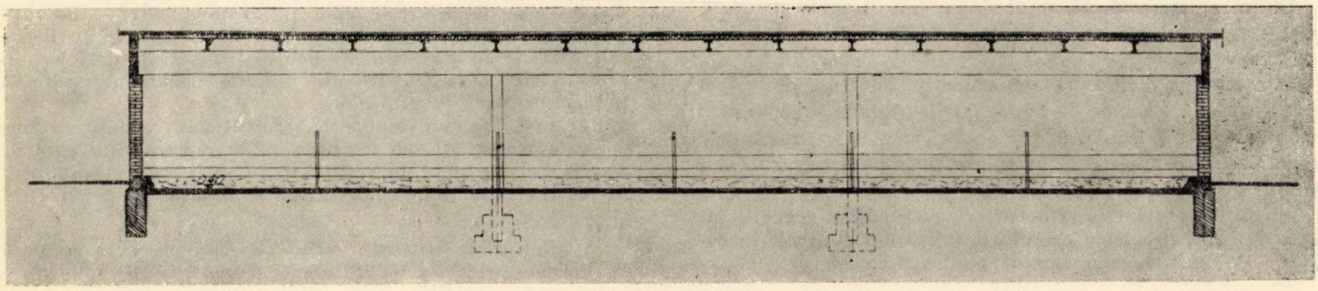


Fig. 7. Secțiune longitudinală

Fig. 8. Secțiune longitudinală – adăpost – perioada I



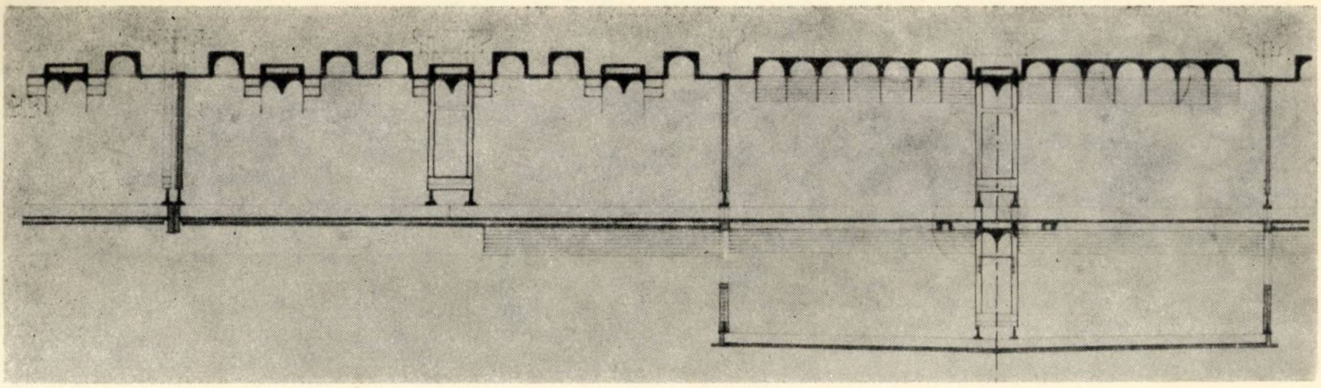


Fig. 10. Secțiune longitudinală a soluției etajate

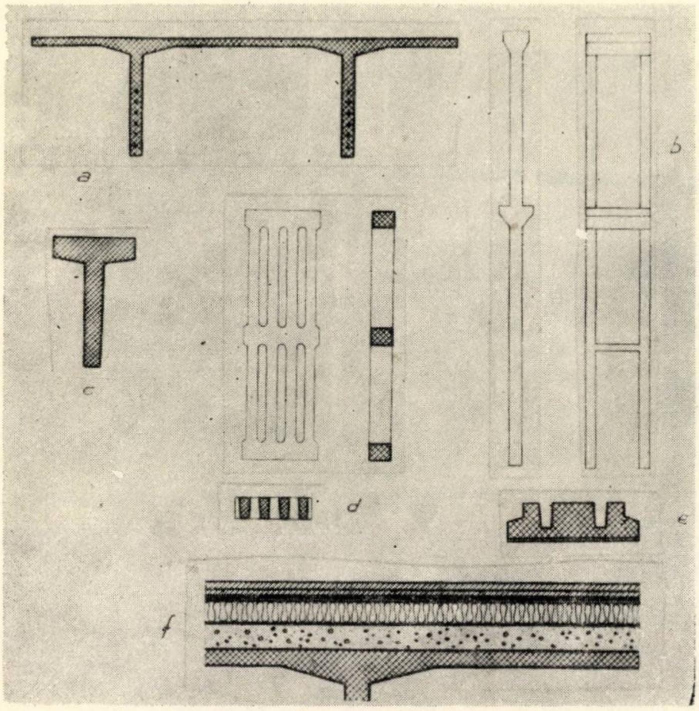


Fig. 11. Detalii la soluția etajată

a – element precomprimat; *b* – stîlp preturnat; *c* – grindă prefabricată; *d* – detalii ale grătarului prefabricat; *e* – fundație tip pahar; *f* – detaliu învelitoare

turi din carton perforat (asociat cu nisip mare) lipit în puncte, care are rolul de a echilibra presiunea vaporilor de apă (fig. 6).

Soluția constructivă folosește, alături de elemente precomprimate, piese grele de beton armat, puternic solicitate, spre exemplu grinzile de 9,00 m, iar dublarea stîlpilor, la 1,5 m, complică soluția constructivă și conduce la îmbinări dificile.

Mențiuni au primit proiectele:

— nr. 10 (autor : arh. Stănculescu Mircea)
— nr. 13 (autor : arh. Vogel Iosif cu colectivul)
— nr. 11 (autori : arh. Ghițescu A. și ing. Dumitrescu Fl.)
— nr. 3 (autori : arh. Volovits Ursula și ing. Șerbescu E.).

Dintre aceste proiecte, unul singur (nr. 3) are o structură metalică, restul proiectelor cuprinzînd soluții de beton armat și precomprimat.

Proiectul nr. 3 (fig. 7) are acoperișul alcătuit din grinzi principale și secundare de tip macaz, cu tălpile superioare și montanții din țeavă cu pereți subțiri umpluți cu mortar de rezistență, prin injectare, iar tălpile inferioare prevăzute din tiranți P. C. 52.

Modul de rezolvare a structurii de rezistență a acoperișului lasă deschisă problema asigurării stabilității generale în cazurile de încărcare cu sarcini nesimetrice.

Învelitoarea este din tablă galvanizată (STAS 2029–51) avînd profilul 100 × 30 × 0,75, peste care se așază, prin lipire, izolația termică (din polistiren expandat). Deoarece tabla ondulată este o barieră de vapori, se prevede că izolația termică nu mai trebuie aerată.

Stîlpii halei sînt formați din țevi Ø 20/4 umpluți cu beton încastrate în fundații din beton armat.

Dintre celelalte proiecte menționate, care au utilizat structuri din beton armat, proiectul nr. 13 (fig. 8) prevede grinzi și pane din beton precomprimat într-o structură pe un singur nivel. Îmbinarea panelor de grinzi și a grinzilor de stîlpi se realizează prin sudarea plăcilor metalice înglobate la turnare în aceste elemente de construcție.

Acoperirea adăposturilor a fost concepută din plăci ondulate de azbociment de tipul celor ce se vor fabrica la Bîrsești, avînd rolul suportului pentru termo și hidroizolație.

Proiectul nr. 10 (fig. 9) dă o rezolvare satisfăcătoare utilizării actualelor elemente prefabricate din beton armat la hale comasate de dimensiuni mari în plan, în ipoteza că iluminatul artificial nu impietează asupra dezvoltării animalelor. Sistemul constructiv, pentru toate clădirile, se compune din stîlpi în fundații pahar, grinzi cu inimă plină avînd 9,00 m deschidere și chesoane de 6,00 m (C_2) preuzinate.

Proiectul nr. 11 (fig. 10) aplică ideea etajării parțiale a clădirilor pentru îngrășătorii, realizată din elemente prefabricate de beton armat și beton precomprimat. Elementele verticale de susținere sînt formate din zidărie portantă de 30 cm și stîlpi prefabricați din beton armat (fig. 11); elementele de acoperiș sînt proiectate din elemente precomprimate de 10,50 m lungime, cu 2,00 m lățime, rezemate pe grinzi prefabricate de 6,00 m deschidere.

Sistemul propus presupune o soluționare teoretică și execuție practică perfectă a teraselor circulabile și a ventilației încăperilor.

CONCLUZII

Prezentarea făcută în articolul de față se rezumă la sistemele constructive ale obiectelor de bază*.

În acest cadru, se poate aprecia că sistemele constructive din elemente preuzinate realizate din beton precomprimat, rezemate pe ziduri portante, constituie o soluție simplă și economică, capabilă să rezolve în bune condiții problemele tehnologice.

Soluțiile metalice nu și-au putut găsi încă o rezolvare satisfăcătoare.

Trebuie apreciat că proiectele prezentate la concurs au fost studiate conștiincios și — chiar acelea nepremiate — au conținut unele soluții de detaliu ce-și vor putea găsi loc în viitoarele proiecte de investiții. Se poate afirma că proiectele prezentate la concurs constituie un material documentar care va putea fi utilizat în proiectare.

Pentru viitor mai rămîne de rezolvat găsirea unor sisteme constructive ușoare, cu folosirea noilor materiale în curs de omologare, de greutate redusă și cu rezistență corespunzătoare structurilor din complexele zootehnice.

---

* Descrierea ansamblurilor acestor complexe se poate urmări în articolul arh. Adriana Mușatescu din revista „Arhitectura", nr. 1/1967.

RECENZII

I. A. Şereşevski

PROMÎŞLENNÎIE ZDANIIA I SOORUJENIIA

Clădiri şi construcţii industriale

Album de planşe

Stroizdat. Moskva 1966,
153 p. 100 planşe

Dezvoltarea construcţiilor din elemente prefabricate, din beton, metalice etc., executate în întreprinderi specializate, este într-o ascensiune necunoscută pînă azi. Progresul realizat pînă în prezent este încă mic şi departe de a fi cuprins toate posibilităţile. De aceea cîţiva autori sovietici au luat iniţiativa de a prezenta, sub forma unui album, construcţii tip din cele mai diverse ramuri. Albumul este însoţit de un text explicativ detaliat pentru planşele prezentate, multe dintre ele fiind chiar la nivel de proiecte de execuţie. Pentru o reliefare a elementelor constructive caracteristice unei construcţii, în majoritatea cazurilor, se foloseşte modul de reprezentări axonometrice care suscită interesul cititorului, îndreptîndu-l de la început asupra unor probleme care trebuie rezolvate în mod special, avînd în vedere imobilizarea sau rigidizarea elementelor componente pentru a forma un ansamblu unitar.

Majoritatea planurilor au fost alcătuite după materiale elaborate de mai multe instituţii de proiectare de specialitate, lucru care conferă o valoare deosebită privind nu numai originalitatea soluţiilor, dar şi încrederea în posibilitatea de a pune în practică cele concepute de proiectanţii sovietici dispunînd de o mare experienţă şi în domeniul construcţiilor prefabricate.

Cartea de format mare — 18/25 — (se ţine seamă de mărimea planurilor) este împărţită în următoarele părţi mari: clădiri civile şi industriale şi construcţii diverse.

În cadrul părţii întîi se tratează următoarele: clădiri cu un etaj, clădiri multietajate, corpul principal al termocentralelor, clădirea uzinei, clădirile centralelor hidroelectrice, elemente unificate tip pentru structura de rezistenţă a construcţiilor monoetajate etc.

În cadrul părţii a doua se prezintă planuri care se referă la construcţii din domeniul comunicaţiilor şi al celor pentru depozitarea diverselor materiale (silozuri, buncăre, castele de apă, rezervoare etc.).

De menţionat este că pe 100 de planuri din cele mai diferite domenii de construcţii, cu preponderenţă industriale, se prezintă un material deosebit de valoros, pentru inginerul proiectant, care poate fi folosit însă şi de studenţii din ultimii ani ai facultăţilor de construcţii sau arhitectură. Astfel se deschid larg căile pentru dezvoltarea multilaterală a concepţiilor moderne referitoare la aplicarea în toate domeniile a prefabricării, contribuindu-se prin aceasta la industrializarea construcţiilor, la economisirea forţei de muncă şi ştergîndu-se amprenta caracterului sezonier al procedeelor tradiţionale de construcţie.

Ca deosebit de instructive, trebuie menţionate următoarele probleme, expuse într-una sau mai multe planşe, mergînd-se uneori pînă la cele mai mici detalii de îmbinare, lucru esenţial în privinţa îmbinării în bune condiţii a ansamblurilor sau subansamblurilor: — hale industriale cu chesoane cilindrice prefabricate; corpul principal al unei termocentrale pentru agregate de 50 MW de termoficare (cu 5 planşe suplimentare pentru stîlpi prefabricaţi); sala maşinilor pentru o hidrocentrală fluvială de mică cădere cu agregate de 15 MW din elemente prefabricate; blocul pentru un agregat de 85 şi 100 MW, la o centrală fluvială, cu cîteva planşe suplimentare, privind planul generatorilor şi acoperişul; stîlpi de susţinere şi pentru căile de rulare ale macaralelor (elemente de beton armat şi metalice); canale prefabricate pentru reţele edilitare; turnuri de răcire din elemente prefabricate, de diferite tipuri şi mărimi, buncăre şi silozuri; decantor sub nivelul terenului şi rezervor subteran.

АЛЬБОМ ЧЕРТЕЖЕЙ
промышленные здания и сооружения

În privinţa detaliilor pentru diferite elemente prefabricate (plăci pentru pereţi, uşi, ferestre, plăci pentru acoperiş; luminatoare etc.) există peste 15 planşe cu indicaţii de detaliu.

Lucrarea este întocmită în genul albumului de proiecte tip, realizat în anul 1956 de prof. M. Hangan, axîndu-se însă în mod consecvent asupra posibilităţilor de realizare a unor construcţii industriale complet sau parţial prefabricate.

Ing. R. Möckesch

Ing. T. Cărare

UTILIZAREA PLASELOR ŞI CARCASELOR SUDATE PRIN PUNCTE ÎN CONSTRUCŢII

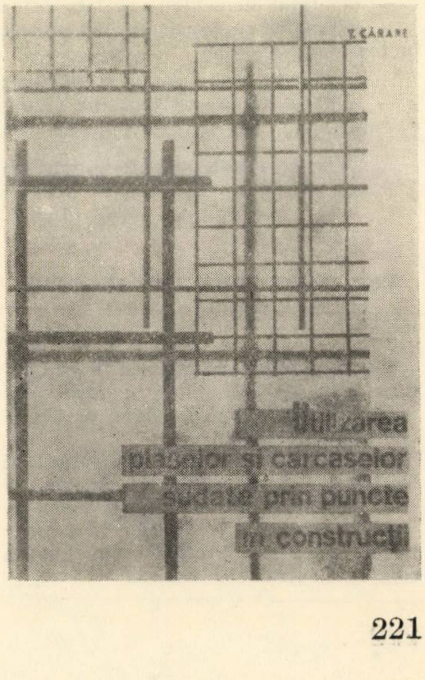
Ed. Tehnică, Bucureşti — 1966
307 p., 218 ilustraţii

Ritmul de industrializare, la noi în ţară, a lucrărilor de construcţii, prin folosirea pe scară tot mai mare a elementelor prefabricate de beton armat ca şi dezvoltarea pe şantierele de construcţii a unor procedee tehnice noi cu efecte cîteodată chiar spectaculoase asupra creşterii productivităţii şi vitezei de execuţie (cofraje spaţiale, glisante etc.), impune ca un corolar introducerea şi extinderea la lucrările de confecţionare a armăturilor pentru beton armat, a plaselor şi carcaselor sudate.

Tema abordată în lucrare este deci cît se poate de actuală în tehnica construcţiilor la noi în ţară. Cu cîţiva ani în urmă s-a început folosirea la elementele de construcţii a armăturilor sudate sub formă de plase şi carcase în locul procedeului tradiţional de asamblare prin legare cu sîrmă. Promovarea introducerii procedeului s-a dovedit foarte anevoioasă şi pînă în prezent nu a trecut pragul industriei prefabricatelor (unde a luat o oarecare dezvoltare), neextinzîndu-se decît sporadic, necoordonat şi neorganizat, la cîteva şantiere mari de construcţii.

Ritmul necorespunzător al extinderii procedeului consider că se datoreşte în bună parte şi slabei propagande prin publicaţii de specialitate, în rîndul inginerilor şi tehnicienilor din proiectare şi de la execuţie.

Este prima carte în limba română cu acest subiect care apare la noi în ţară şi pe care din motivele arătate mai înainte o consider deosebit de utilă. Problema


T. CĂRARE
Utilizarea plaselor şi carcaselor sudate prin puncte în construcţii

tratată în lucrarea de față este adîncirea și explicarea uneia din căile prin care se contribuie la ducerea la îndeplinire a sarcinilor trasate de Directivele Congresului al IX-lea al P.C.R. privind reducerea consumului de oțel în construcții și creșterea productivității muncii.

Autorul folosește un vast material bibliografic actual din străinătate, analizează prescripțiile tehnice oficiale în vigoare în țările cu tehnica cea mai înaintată în acest domeniu și cu veche experiență (S.U.A., U.R.S.S., R.F.G., Anglia etc.), ține seamă de prevederile standardelor generale de la noi (cu privire la oțeluri, sudură, încercări etc.), de normativele existente și chiar de cele în curs de elaborare sau revizuire. Față de publicațiile și prescripțiile străine autorul intervine în unele părți și cu puncte de vedere proprii pe care le prezintă corelate cu specificul introducerii procedeului la noi în țară. După părerea mea, o contribuție originală a autorului o consider în special la cap. VI. „Ateliere de armături", unde reușește prin cunoașterea unei mari varietăți de mașini de prelucrare a armăturii și de sudare să propună linii tehnologice logic ordonate în fluxul tehnologic, potrivite capacităților necesare în țara noastră.

De asemenea apreciez o contribuție importantă a lucrării în domeniul proiectării (cap. IV), unde se prezintă problemele actuale soluționate încă în mod diferit pe plan mondial, cu explicațiile necesare și cu exemplificări și detalii de armare a diferitelor structuri de beton armat.

Din punct de vedere al executanților, un aport prețios al publicației rezidă în faptul că în capitolul V sînt prezentate în mod comparativ performanțele tehnice ale mașinilor moderne de prelucrat armături și în special ale celor de confecționat diferite tipuri de plase și carcase, ceea ce dă o orientare clară în privința căilor de urmat în dotarea liniilor tehnologice ale atelierelor specializate și a celor mixte de diferite capacități pe care trebuie să și le organizeze unitățile de execuție pe calea investițiilor.

În prezentarea materialului, autorul a urmărit, în general, o ordonare logică pentru a permite cititorului o înțelegere ușoară a lucrării, printr-o dozare corespunzătoare și progresivă a cunoștințelor de la un capitol la altul.

S-a urmărit, în special, cu atenție, la început, asigurarea cititorului cu un bagaj minim necesar de cunoștințe teoretice în domeniul metalurgiei fizice (cap. II), apoi corelarea noțiunilor însușite cu caracteristicile fizico-mecanice ale oțelurilor și cu principiile sudării, de la capitolul III, astfel că lucrarea capătă cursivitate și apare interesantă și atractivă pentru inginerii și tehnicienii constructori mai puțin obișnuiți cu acest gen de cunoștințe.

O critică ce se poate aduce conținutului publicației, după părerea subsemnatului, constă în aceea că cuprinde o seamă de tabele care atît ca număr, cît și ca dezvoltare, în unele cazuri, nu-și justifică necesitatea. Așa de exemplu, tabela 13 care cuprinde tipurile de oțeluri folosite în diverse țări, tabelele 34 la 38 care cuprind tipurile de plase sudate folosite în alte țări etc. au o dezvoltare mult prea mare.

În prezent, urmare a strădaniilor cîtorva promotori din sectorul de cercetare (printre care un rol deosebit îl are autorul acestei cărți) și din proiectare, s-a ajuns, prin demonstrarea eficienței economice și a sporului de productivitate, să se arate necesitatea imperioasă a generalizării sistemului de armare cu plase și carcase sudate a elementelor de beton armat și să se ia hotărîrea chiar a înființării unei secții de prefabricare centralizată a plaselor la USPS Buzău.

Ing. Gh. Șerbănescu

DOCUMENTARE

ÎNVELITOAREA LABORATOARELOR C.N.E.N. LA ROMA

Cupola acoperișului laboratoarelor CNEN are un diametru de 57,5 m și este formată în întregime din elemente prefabricate în formă de plăci triunghiulare (fig. 1). Acest acoperiș reazemă pe o coroană periferică din beton precomprimat, susținută de reazeme pendulare din beton armat cu axă verticală. Procesul de execuție, care a dus la realizarea acestei construcții, s-a împărțit în patru faze principale:

— montajul elementelor prefabricate;

— betonarea coroanei și prima punere în tensiune;

— închiderea rosturilor și a plăcilor;

— a doua punere în tensiune și decofrarea.

Din volumul „Realizzazioni italiane in cemento armato precompresso 1962—1966".

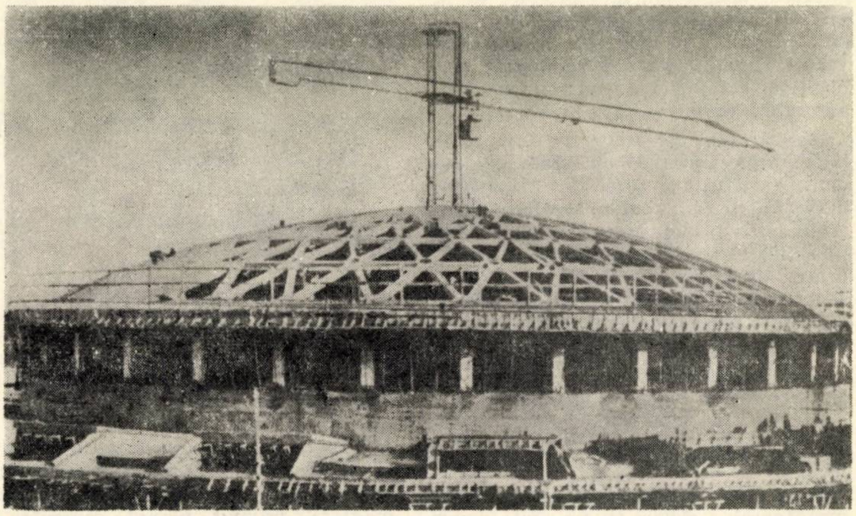


Fig. 1

CEA MAI MAREA CONSTRUCȚIE DIN LUME

La Capul Kennedy a intrat în exploatare hala de asamblare a rachetelor Saturn V (de 100 m lungime) destinate zborului spre lună.

În această hală (fig. 2) cu o suprafață de 156 × 127 m și 159 m înălțime, se pot asambla simultan patru rachete.

Avînd un volum de aproape 3,5 milioane m^3, hala este în prezent cea mai mare construcție realizată în lume.

Hala de montaj cuprinde patru celule, deservite de un pod transbordor de 250 t care circulă la cota 140. Elementele rachetelor sînt asamblate pe o platformă așezată pe un grup de piese și echipate cu un turn metalic care servește rachetei drept „cordon ombilical" pînă în momentul lansării. Ansamblul platformă — turn-rachetă este transportat pînă la locul de lansare, pe o distanță de 8 km, cu ajutorul unui treiler gigantic, de 2 000 t greutate, echipat cu opt boghiuri cu șenile care poate avea o încărcătură utilă de 5 000 t. Acest ansamblu, de 136 m înălțime, părăsește hala printr-o ușă de 139 m înălțime și 23 m lățime, care se închide cu șapte porți culisante pe verticală (fig. 3).

Datorită terenului mlăștinos, hala este fundată pe 4 225 piloți metalici de 40 cm diametru introduși în sol prin vibrare pînă la o adîncime de circa 48 m. Durata de execuție a fundațiilor a fost de patru luni.

Structura metalică a halei a necesitat 90 000 t oțel (față de 60 000 t oțel cît a fost necesar pentru clădirea Empire State Building).

Deoarece în regiune cicloanele sînt frecvente, în calculul structurii s-a luat în considerare vîntul în rafale, cu o presiune de 439 kg/m^2 și o sucțiune de 512 kg/m^2.

Structura a fost realizată din 45 000 elemente de oțel, compuse din profile laminate; în mare parte, acestea au fost special fabricate pentru această clădire, secțiunea lor depășind larg aceea a profilelor produse curent. Ansamblul este contravîntuit în sistemul triangular precum și prin planșee parțiale, cu o suprafață totală de 122 000 m^2 în afara

Fig. 2. Vedere generală a halei de asamblare

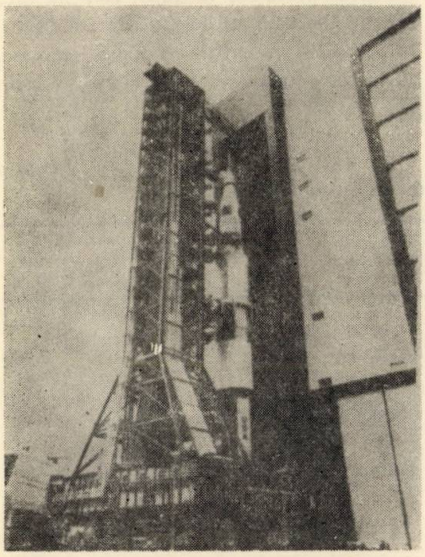


Fig. 3. Ieşirea din hala de asamblare a ansamblului platformă-rachetă

terasei acoperiş, executată din beton celular.

Faţadele au fost executate din 12 000 plăci din aluminiu, de 9 m^2 suprafaţă fiecare; terasa a fost izolată termic cu plăci din sticlă celulară (7,5 cm grosime), lipite cu bitum şi protejate cu un strat de mortar bituminos şi un strat din cauciuc neopren.

La partea superioară şi inferioară a halei s-au făcut amenajările de confort necesare pentru prezenţa a 2 400 persoane timp de 24 ore din 24.

(Bâtir, nr. 152, noiembrie 1966)

PROBLEME DE COROZIUNE A FILTRELOR ELECTRICE ÎN INDUSTRIA CIMENTULUI

În ultimii ani, avînd în vedere eforturile crescînde pentru menţinerea purităţii atmosferei şi ca atare a răspîndirii tot mai mari a filtrelor electrice în industriile producătoare de praf, s-a pus problema coroziunii acestor filtre.

Practic, s-a constatat că fenomenul de coroziune apare mai frecvent la electrofiltrele amplasate în spatele cuptoarelor Lepol, cuptoare rotative lungi care lucrează pe procedeu umed şi sînt prevăzute cu camere de preîncălzire, cuptoare rotative scurte care lucrează pe procedeu umed şi sînt dotate cu preîncălzitoare separate, cuptoare verticale etc.

În principiu, se deosebesc două domenii de apariţie a fenomenului de coroziune :

— cu punctul de rouă inferior temperaturii gazelor de evacuare din instalaţie ;

— cu punctul de rouă superior temperaturii gazelor de evacuare, cînd apare fenomenul de condensare.

Prima categorie cuprinde cuptoarele Lepol, cuptoarele pe procedeu umed, cuptoarele verticale de mare capacitate, care, la un conţinut ridicat de umiditate şi un punct de rouă ce oscilează între 50 şi 70°C, lucrează cu o temperatură relativ scăzută a gazelor de evacuare de 80 ÷ 130°C.

Pentru a stabili cauzele coroziunii filtrelor, s-au făcut cercetări sistematice asupra compoziţiei gazelor şi pulberilor din numeroase electrofiltre.

Rezultatul cercetărilor electrofiltrelor aferente la două cuptoare cu procedeu umed, respectiv două cuptoare Lepol, este redat în tabela 1.

Deoarece conţinutul de Cl şi SO_3 din gaze este sensibil mai mic la evacuarea din filtru, faţă de admisia în filtru, rezultă că aceste substanţe se separă în electrofiltre. Factorii care determină coroziunea filtrelor sînt acizii şi electroliţii sub forma unor soluţii apoase de acizi şi săruri.

Aceste elemente îşi au provenienţa în combustibil şi materii prime. Astfel,

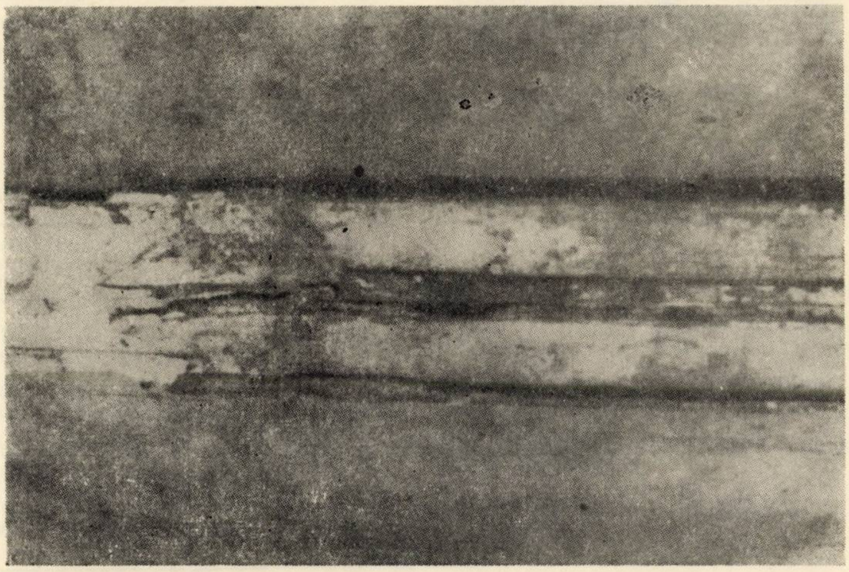
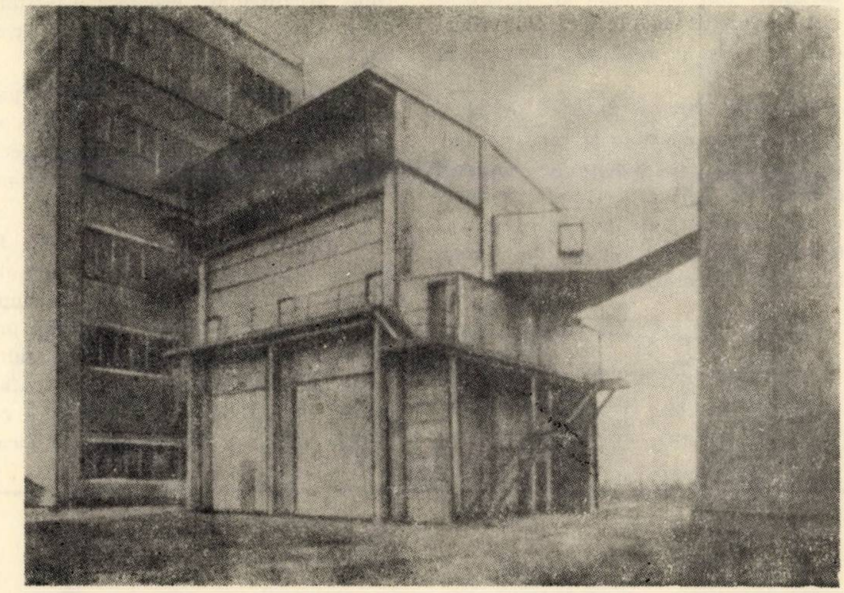


Fig. 4. Electrozi din oţel corodaţi după un timp relativ scurt de funcţionare

Fig. 5. Electrofiltre în carcase de beton pentru desprăfuirea unui cuptor Lepol



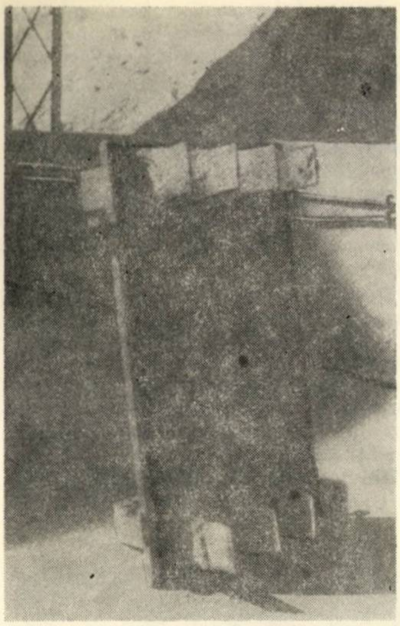


Fig. 6. Table de probă pentru verificarea rezistenței la coroziune

Tabela 1

Cercetări asupra gazelor și prafului din electrofiltre amplasate după cuptoare rotative de ciment

Tipul cuptorului	Locul măsurătorii	Analiza gazelor					Pentru rouă °C	Temperatura °C	Locul de prelevare a prafului	Analiza prafului			
		CO_2 %	O_2 %	SO_2 g/m³	SO_3 g/m³	Cl g/m³				K_2O %	Na_2O %	Cl %	S %
Cuptor rotativ umed cu preîncălzitor	Înainte filtru	27	2,8	—	—	0,062	—	144	Praf din filtru				
	După filtru	23	5,5	—	0,55	0,037	75	135		3,91	—	0,49	2,26
Cuptor de calcinare tip Miag	Înainte filtru	15,6	9,5	—	0,47	0,055	66	104					
	După filtru	14,0	10,4	—	0,33	0,028	65	96	Idem	1,35	—	0,61	2,70
Cuptor Lepol	Înainte filtru	22,6	8,3	0,37	0,49	0,016	58	103					
	După filtru	20,6	9,3	0,37	0,42	0,012	56	98	Idem	9,95	1,15	—	5,62
Cuptor Lepol	Înainte filtru	19,6	8,6	0,27	0,08	—	59	103					
	După filtru	18,6	9,2	0,25	0,06	0,004	58	96	Idem	22,70	—	1,60	8,50

sulful se oxidează în cuptor la SO_2 și parțial la SO_3 în funcție de compoziția gazelor, temperatură și prezența catalizatorilor. SO_3 împreună cu vaporii de apă din gaze dă naștere la acidul sulfuric, care de obicei se prezintă sub formă de ceață.

În electrofiltre, o dată cu praful, se separă cloruri alcaline și ceața de acid sulfuric care se depun pe electrozi, sistemul de scuturare și celelalte părți metalice ale filtrului. Prezentarea simplificată a reacțiilor chimice care conduc la procesul de coroziune este următoarea :

1) $2\,KCl + H_2SO_4 \longrightarrow K_2SO_4 + 2\,HCl$

2) $CaCO_3 + 2\,HCl \longrightarrow CaCl_2 + H_2CO_3$

2 a) $CaO + 2\,HCl \longrightarrow CaCl_2 + H_2O$

3) $CaCl_2 + H_2SO_4 \longrightarrow CaSO_4 + 2\,HCl$.

În afara faptului că clorurile alcaline în soluție apoasă au un efect coroziv direct, în prezența acidului sulfuric dau naștere la acid clorhidric care, la concentrație egală, are un efect coroziv și mai puternic decît acidul sulfuric.

O consecință foarte importantă a reacțiilor de mai sus este următoarea : cu cît concentrația de $CaCO_3$, respectiv CaO în filtru este mai mare, cu atît cantitatea de acid sulfuric neutralizat este mai mare. Astfel se explică faptul că fenomenele de coroziune sînt mai accentuate la filtrele cu concentrație de praf mai scăzută față de cele cu concentrație de praf mai mare. În consecință, un electrofiltru, amplasat după un cuptor Lepol, cu o concentrație inițială de praf de 2 g/m³ este mai expus coroziunii decît unui filtru aferent unui cuptor rotativ cu procedeul umed, cu o concentrație de praf de circa 20 g/m³. Din aceleași motive, la electrofiltrele cuptoarelor rotative pe procedeu umed, prevăzute cu preîncălzitoare separate, fenomenul de coroziune este mai pregnant în al doilea cîmp al filtrului, deoarece cantitatea cea mai mare de praf se separă în prima zonă.

Avînd în vedere cele de mai sus, pentru construcția filtrelor electrice, s-a pus problema găsirii unor materiale rezistente la coroziune și cu o rezistență mecanică satisfăcătoare.

Pentru instalațiile interioare ale filtrului, s-a pus la punct un aliaj de aluminiu, la suprafața căruia, în timpul funcționării se formează un strat protector de oxid de aluminiu și sulfat bazic de aluminiu. Zona de contact între tabla specială de aluminiu și cea de oțel trebuie să fie amplasată în locuri ușor accesibile, avînd în vedere că poate interveni coroziunea de contact și ca atare tabla de oțel să poată fi ușor înlocuită.

Rezistența mecanică a acestui aliaj de aluminiu scade simțitor la temperaturi mai mari de 150°C. În consecință, pentru a proteja instalațiile interioare ale filtrului este deosebit de important să se conducă cuptorul de așa manieră încît temperatura gazelor de evacuare să nu depășească în mod normal 150°C sau, în mod accidental și pentru scurtă durată, 180°C.

Carcasa filtrului și conductele de gaze sînt supuse și ele fenomenului de coroziune, însă în mai mică măsură, deoarece pe suprafața lor interioară se depune un strat protector de praf, care nu este afectat de sistemul de scuturare a filtrului. Pentru a evita corodarea carcasei filtrului, aceasta se construiește deseori din beton.

Dacă din cauza lipsei de spațiu se impune executarea carcasei din tablă de oțel, trebui luate măsuri pentru protejarea ei împotriva coroziunii.

Metoda cea mai simplă constă în aplicarea sub presiune a unui strat subțire de beton pe pereții filtrului, respectiv a conductelor de gaze.

Toate aceste măsuri, în special utilizarea aliajelor speciale de aluminiu la construcțiile interioare ale filtrelor electrice, conduc, se înțelege, la scumpirea lor.

Avînd în vedere că s-au urmărit circa 70 de filtre, echipate după cum s-a arătat mai sus, dintre care unele în funcțiune de circa 8 ani, fără a prezenta semne de coroziune, costul lor mărit apare justificat, diferența de preț amortizîndu-se într-un timp scurt.

(Zement—Kalk—Gips, aprilie 1966).

[illegible]

1967 AUG 26

INSTITUTUL NAŢIONAL ITALIAN PENTRU COMERŢ CU STRĂINĂTATEA

ROMA (I. C. E.)

organizează o expoziţie industrială

«ITALIA PRODUCE»

în perioada 22 iunie — 2 iulie 1967
în Pavilionul Central din cadrul Complexului de Expoziţii
din Piaţa Scînteii nr. 1, Bucureşti

Sînt prezentate:

- Maşini pentru şantiere de lucru
- Maşini pentru construcţii de şosele
- Tractoare cu bene de încărcare
- Excavatoare
- Macarale
- Pompe de şantier pentru beton
- Tractoare pentru şantierele de lucru
- Maşini de uscare pentru lucrările edilitare
- Ciocane electromagnetice
- Vibratori
- Maşini pentru plăci de ceramică
- Maşini de netezit plăcile
- Maşini pentru producţia de cărămizi din argilă
- Instalaţii pentru protecţia tuburilor de ciment

Vizitarea zilnic între orele 10-13 şi 15-19

Informaţii la Secretariatul expoziţiei, care funcţionează permanent între orele 10—19, telefon: 18 48 22

Vă invităm să vizitaţi expoziţia

E 1688

R

1967 5

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

REVISTA CONSTRUCȚIILOR
ȘI A MATERIALELOR
E CONSTRUCȚII

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883

N AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
RUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

5

1967

VOLUMUL 21. Nr. 5
MAI 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. ing. Dumitrescu F. Dan, candidat în științe tehnice (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, ing. Scarlat Adrian, candidat în științe tehnice

SUMAR

A. MIHUL, V. GHERMAN
Unele probleme privind executarea magaziei de borhot din cadrul fabricii de zahăr din orașul Roman 225

GH. GUȚU, O. LUCHIAN, P. MOSCOVICI
Consolidarea fundațiilor la turbosuflantele de la Combinatul de celuloză și hîrtie Călărași prin metoda „Piloți Mega" 231

C. BRÎNZEU
Primul drum pentru autobasculante de 76 tone 237

ROMAN SKRZYNSKI
Mărirea rezistenței betonului prin asocierea efectelor de subpresiune și suprapresiune 240

M. BADEA, G. TRAPCEA
Prepararea nisipurilor cuarțoase pe spirale separatoare 243

S. LAZĂR
Descrierea proceselor tehnologice cu ajutorul grafurilor (I) 247

R. MARINOV
Studiul dinamic al unui model de acoperiș lamelar cu dublă curbură 251

V. PETCU
Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe o latură și pe două colțuri 258

T. CULIȚĂ
Cercetări privind determinarea prin metode rapide a rezistenței la oboseală a armăturilor și a elementelor de beton armat și beton precomprimat 261

S. ZÎMBREA
Considerații teoretice și experimentări de laborator privitoare la una din cauzele care îngreunează fluidificarea pastelor folosite în fabricarea clincherului de ciment prin metoda umedă 269

I. NEMȚIȘOR
Scurtarea termenelor de reparații în industria de ciment 274

RECENZII

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, organ al Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare — Redacția, administrația și casieria: București, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon: redacția 13.98.80; administrația 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacției. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcția Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacția Publicațiilor „Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții" și „Arhitectura"

Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

SUMMARY

A. MIHUL, V. GHERMAN: Some problems related to the construction of a beetpulp store-house ar the sugar factory in Roman.

Constructional problems raised by the erection of a dry beet-pulp store-house at the sugar factory in Roman are described. The store-house resistance structure is formed by 30.6 m arch-effect transverse frames consising of monolithic prestressed tie bars which fasten together in pairs the separate bucket-type foundations and by two 24 m long prestressed girders for each transverse frame. The girders were erected by means of a Coles type crane and a wooden tower to the upper side of which two hydraulic jacks were fitted to provide for a temporary support at the girder ends and also as a means to bring the temporary support out of center.

GH. GUȚU; O. LUCHIAN P. MOSCOVICI: Consolidation of turbo-blower foundations through the „Mega pile" method at the Pulp and Paper Combinate in Călărași.

Unevennesses were found in the Sulzer turboblower foundations at the Pulp and Paper Combinate in Călărași. These foundations were consolidated by applying the Mega pile procedure.
The author describes the way this method was actually appllied, some difficulties encountered and its advantages; in conclusion he strongly recommends its use.

C. BRÎNZEU: The first road for 76-tons tip-lorry.

The design and actual constructional work carried out to built the first road for a tip-lorry of 76 tons overall weight and also the economic efficiency of transports effected on this road are described.

R. SKRZYNSKI: Increasing concrete strength by association under and over pressure effects.

The Civil and Hydrotechnic Center of the Sanitary and Hydrotechnical Building Faculty at the Polytechnical Institute in Warshaw is engaged in a research work program the main object of which is to find an efficient method for extracting a certain definite amount of water out of the concrete mass, the volume thus liberated being taken up through concrete stressing with an aim to increase its physico-mechanical properties.
The author presents the investigations that formed the gounds for his doctor's degree thesis and which also lay at the basis of a patented invetion.

M. BADEA, G. TRAPCEA: Separator helix preparation of silicious sands.

The authors present the results obtained subsequent to research work carried out at the Institute for Building Materials and Prefabricated elements (ICMPC) on the separator helix preparation of silicious sands; this work was part of a large scale programme of research work on the enrichment of silicious sands from Văleni, used in glass industry.
In the introduction, some considerations are made on the necessity and importance of treating the silicious sands so as to reduce their content in ferrous oxides; on this line of thought, the role played by the helix separators is shown, together with their operating principle. The theory is concerned, among others, with the forces acting upon the sand grains and explains their behaviour during the separation process.
The conditions that prevailed during the experiments carried out and the results obtained are then shown.
In conclusion, the merits of helix separators are shown, together with some difficulties raised by their fabrication and study.

S. LAZĂR: A description of technologic processes by means of graphs.

The paper includes some constructive principles for graphs describing technological processes.
Elementary concepts accompanied by a simple exemplification are given. Some possibilities for undertaking a more complex analysis are shown and some simplifications are introduced which are useful for the end in view.

R. MARINOV: Dynamic study of a model for a double-curved lamellar roof.

The author describes the work carried out to determine the self pulsations and the various forms of self vibrations encountered in a model of lamellar roof (scale 1:10).
Roof distortional characteristics were determined by loading the model and measuring the strains.
Self pulsations and the corresponding forms of vibration were determined by using an iterative method of calculation. Since the procedure lends itself pretty well to a ready programming on electronic computers, the logical schedule of calculation is also described.
In conclusion, some remarks are ventured on the behaviour to seismic loadings of this kind of roof.

V. PETCU: Plastic calculation of reinforced concrete rectangular plates supported on one side and at two corners.

Plastice behaviour of reinforced concrete rectangular plates simply supported on one side and on the two corners opposite to it is considered when the said plates are submitted to permanent and temporary loads which are uniformly distributed all over their area. Use is made of the rupture line theory supplemented by the minimal redistribution criterion. The results obtained served to formulate some simple rules for the determination of these constructional elements plastic momenti.

T. CULIŢĂ: Investigations carried out with a view to determine the fatigue strength of reinforcements and of reinforced and prestessed concrete elements, by applying rapid procedures.

The author describes some rapid procedures for determining the fatigue strength when testing reinforcements and reinforced and prestressed concrete elements.
A number of experimental results obtained by the author are shown. Thus were established the requirements for applying the Locati procedure and the accuracy likely to be attained when determining the fatigue strength of reinforcements and of prestressed concrete elements.
Investigations carried out have also made possible to asses the correlation existing bétween fatigue strength on one hand and some characteristics obtained through static positive testing on the other.
As to the behavious of elements in prestressed concrete a certain relation could be established between the progress of the crack opening process and the increase in the sag on one hand, and the fatigue strength on the other, which makes possible to asses the behaviour to cyclic loadings of such elements.

S. ZIMBREA: Theoretic considerations and laboratory experiments related to some causes that hinder the fluidization of pastes used in the production of cement clinker through the wet method.

Based on determinations carried out and on some considerations of a theoretical nature, the author endeavours to explain the difficulties ecountered in paste fluidization at the Cement Works in Medgidia, using soda or sodium fluosilicate as a fluidization agent. These difficulties were due to calcium and magnesium salts present in the water.

I. NEMŢIŞOR: Cutting down repair times in cement industry.

The paper describes the replacement of a ring shell and an annulus ring at the supporting group of a clinker oven (int. diam. 3 × 88 m), by means of a collapsible composite platform, at the Cement Factory *in Bicaz* town.

SOMMAIRE

A. MIHUL et V. GHERMAN: A propos de l'exécution d'un dépôt de drêche à la fabrique de sucre de Roman.

Les auteurs mettent en discussion quelques problèmes soulevés à l'occasion de la construction d'un dépôt de drêche séchée à la fabrique de sucre de Roman; la charpente de résistance du dépôt est constituée de cadres transversaux travaillant par action d'arc à une ouverture de 3,6 m; ils comprennent un tirant monolithe précontraint reliant par paires les fondations isolées du type verre et deux poutres chque, les poutres étant précintraintes et de 24 m de longueur. Les poutres étaient montées à l'aide d'une grue Coles et d'une tour en bois sur laquelle on avait monté deux vérins hydrauliques servant à appuyer provisoirement les extrémitées des poutres et à décentrer l'appui provisore.

GH. GUŢU, O. LUCHIAN, P. MOSCOVICI: Consolidation des fondations des turbo-souffintes du Combinat pour celulose et papier de Călăraşi par la méthode des „pilots Mega".

Au Combinat de celulose et papier de Călăraşi on a remarqué des dénivellements aux fondations des tourbo-soufflantes Soulzer. Pour consolider ces fondations on a eu recours à la méthode des pilots Mega.
Les auteurs présentent le mode d'application de la méthode, les difficultés rencontrées, ainsi que les avantages qui en résultent; ils recommandent son emploi.

C. BRÎNZEU: Première route pour poids-lourds de 75 t à benne basculante

On décrit les études entreprises et l'exécution de la première route pour poids-lourds à benne basculante de 75 t poids total en soulignant l'efficacité économique des transports effectuées sur cette route.

R. SKRZYNSKI: Résistance du béton accrue par association des effets de souspressions et de surpression.

Le Centre de Constructions Civles et Hydrotechniques de la Faculté des Constructions Santaires et Hydrotechniques fonctionnant auprès de l'Ecole Polytechnique de Varsovie a entreprs un programme dont le thème principal était de trouver une méthode efficace pour extraire, de la masse du béton, une certaine quantité déterminée d'eau, le volume restant libre à la suite de cette extraction étant repris

par la contrainte du beton, effectuée dans le but d'en améliorer les propriétés physiques et mécaniques.

L'auteur décrit les travaux dont il s'est servi pour appuyer sa thèse de doctorat et qui ont constitué la base d'un proposition d'invention, brevetée par la suite.

M. Badea, GH. TRAPCEA : Préparation des sables quartzeux sur spirales séparatrices.

Les auteurs présentent les résultats obtenus à la suite des expériences entreprises par l'Instituut de Recherches pour Matériaux et Préfabriqués de Construction (ICMPC) sur la préparation des sables quartzeux sur spirales séparatrices; les expériences faisaient partie du programme des recherches entreprisse sur l'amélioration des sables quartzeux de Văleni, destinés à l'industrie du verre.

Comme introduction, ils avancent quelques considérations sur la nécessité et l'importance de la préparation des sables quartzeux dans le but d'en réduire la teneurer en oxydes de fer, ainsi que sur la rôle des séparateurs à spirales à cet effet; on décrit également leur principe de fonctionnement. Les considérations d'ordre théorique concernent notamment les forces qui actionnent sur les granules de slable; on explique leur comportement dans le processus de séparation.

Les auteurs décrivent ensuite les conditions qui prévalaient aux expériences entreprises et les résultats obtenus.

Ils montrent, en conclusion, les avantages présentés par les séparateurs à spirales, ainsi que certaines difficultés rencontrées à l'aoccasion de leur exécution et de leur étude.

S. LAZĂR : Description des processus technologiques au moyen des graphs.

L'auteur souligne quelques principes appliquées à la construction des graphs qui décrivent des procssus technologiques.

Il donne des notions élémentaires, accompagnées d'exemples simples

Il indique par la suite certaines possibiltés de pousser l'analyse vers des formes plus complexes, en opérant dans ce but quelques simplifications utiles.

R. MARINOV: Etude dynamique d'un modèle de toit lamellaire à double courbure

L'auteur considère la détermination des pulsations propres et des formes de vibrations propres pour un modèle de toiture lamellaire à l'échelle 1 : 10.

Les caractéristiques de déformation du toit étaient déterminées en mettant sous charge le modèle et en mesurant les deformations.

Les pulsations propres et les formes de vibration correspondantes étaient déterminées par application d'une méthode itérative de calcul. Le procédé se prêtant à une programmation facile sur les calculatrices électroniques, l'auteur en reproduit également le schéma logique de calcul.

Quelques remarques sur le comportement sous charges séismiques de ce genre de toit sont avancées en conclusion de l'article.

V. PETCO : Calcul dans la région de plasticité des dalles rectangulares en béton armé, prenant appui sur un côté et sur deux coins.

L'auteur considère le comportement dans la région de plasticité des dalles rectangulaires en béton armé, prenant appui simple sur un côté et sur les deux coins opposés à celui-ci, les dalles étant sollicitées par des charges permanentes et temporaires, uniformément distribuées sur toute leur surface. Il fait appel dans ce but à la théorie des lignes de rupture, à laquelle il ajoute le critère de la redistribution minimale. Les résultats obtenus servent à formuler quelques règler simples, utiles à la détermination des moments plastiques développées dans les éléments de construction en question.

T. CULIŢĂ: Recherches sur la détermination par méthodes rapides de la résistance à la fatigue des armatures et éléments en béton armé et béton précontaint.

L'auteur présente quelques méthodes rapides employées pour déterminer la résistance à la fatigue et qui trouvent application à l'essai des armature et des éléments en béton armé et en béton précontraint.

Il cite ensuite un nombre de résultats expérimentaux qu'il a obtenu et qui lui ont permis d'établir les conditions d'application de la méthode Locati, aini que la précision pouvant être obtenue dans la détermination de la résistance à la fatigue des armatures et éléments en béton précontraint.

Les essais entrepris ont également permis d'établir la corrélation éxistant entre la résistance à la fatigue et certaines caractéristiques obtenues par l'essai statique direct.

Quant au comportement des éléments en béton précontraint, on a pu établir l'existence de certaines relations entre l'évolution de l'ouverture des fissures, la croissance de la valeur des flèches et la résistance à la fatigue, ce qui donne la possibilité de porter une appréciation sur le comportement de tels éléments lorsqu'ilssont soumis à de sollicitations cycliques.

S. ZIMBREA : Considérations théortiques et essais de laboratoire sur quelques unes des causes qui retardent la fluidisation des pâtes employées à la fabrication du clinker de ciment par la méthode humide.

Basé sur les déterminations effectées, ainsi que sur des considérations théoriques, l'auteur cherche à expliquer les difficultés rencontrées à la fluidisation des pâtes à la Fabrique de ciment de Medgidia, les fluidificateurs employés étant la soude ou le fluosilicate de soude. Ces difficultés seraient dues à la présence des sels de calcium et de magnésium dans l'eau employée.

I. NEMŢIŞOR : Réduction du temps de réparation dans l'industrie du ciment.

L'auteur décrit le remplacement de la virole et de l'anneau du groupe de support d'un four à clinker (diam. int. ∅ 3 × 88 m), à l'aide d'une rampe composée et démontable, à la fabrique de ciment de Bicaz.

INHALT

A. MIHUL, V. GHERMAN: Einiges über den Bau des Schlempespeichers der Fabrik Roman

Der Artikel befasst sich mit einigen Fragen die beim Bau eines Trockenschlempespeichers für die Zuckerfabrik Roman auftauchten. Das Tragwerk des Speichers besteht aus 3,60 m weitgespannten Rahmen die Bogen als arbeiten; ein vorgespanntes, an Ort gegossenes Zugband das je zwei gegenüberliegende becherartige Fundamente zusammenbindet und je zwei vorgespannte, 24 m lange Träger bilden insgesamt einen Rahmen. Montage der Spannbetonträger geschah unter Anwendung eines Coles-Kranes und eines Holzturmes an dessen oberes Ende zwei hydraulische Winden montiert wurden um das provisorische Stützen der Trägerenden und die Ausrüstung der provisorischen Stütze zu ermöglichen.

GH. GUŢU, O. LUCHIAN, P. MOSCOVICI: Konsolidation der Turbogebläsefundamente für das Zellulose- und Papier Werk Călăraşi unter Anwendung von Mega-Pfählen

Beim Zellulose- und Papier Werk Călăraşi wurden einige Unebenheiten der Sulzer Turbogebläsefundamente festgestellt. Für die Konsolidation dieser Fundamente wurden Mega-Pfähle angewandt.

Im Artikel wird beschrieben die Anwendung dieses Verfahrens und hervorgehoben sowohl die begegneten Schwierigkeiten wie die Vorteile des Verfahrens dessen Anwendung empfohlen wird.

C. BRÎNZEU: Die erste Strasse für 76 Tonnen Kipplastkraftwagen.

Es werden beschrieben Entwurf und Bau der ersten Strasse für Kipplastkraftwagen von 76 Tonnen Gesamtgewicht und hervorgehoben die ökonomische Wirksamkeit der LKW-Transporte auf solcherartige Strassen.

R. SKRZYNSKI: Unter- und Überdruckeinflüsse für die Erreichung höherer Betonfestigkeitswerte

Im Zentrum für Hoch- und Wasserbau der Fakultät für Gesundheitstechnik und Wasserbau — Warschauer Polytechnik, wurde näher untersucht ein passendes Verfahren zur Beseitigung einer ewissen Wassermenge aus der Betonmasse und Besetzung des so frei gewordenen Raumes durch Zusammendrücken des Betons — ein Verfahren das die Erreichung von höheren physikalisch-mechanischen Eigenschaften der Betonmasse ermöglicht.

Der Artikel führt vor die Untersuchungen die diese Doktorarbeit des Verfassers begründen und auch die Grundlagen für einen Patentvorschlag geboten haben

M. BADEA, G. TRAPCEA: Aufbereitung der quarzhaltigen Sande in Trennspiralen

Im Artikel werden vorgeführt die Ergebnisse der im Forschungsinstitut für Baustoffe und Baufertigteile (ICMPC) durchgeführten Versuche hinsichtlich der Aufbereitung von quarzhaltigen Sanden in Trennspiralen – eine Untersuchung vorgesehen im Forsschungsprogramm aufgestellt zur Feststzung eines Verfahrens das der Veredelung der in der Glasscheibenindustrie verwendeten Văleni Sande beitragen soll.

Nach einigen Betrachtungen hinsichtlich der Notwendigkeit und Bedeutung der Aufbereitung der quarzhaltigen Sandsorten zwecks Herabsetzung des Eisenoxidgehaltes wird hervorgehoben die Rolle der Trennspiralen und beschrieben deren Arbeitsprinzip. Im Rahmen der theoretischen Betrachtungen werden gezeigt die Kräfte denen die Sandkörner ausgesetzt sind und erklärt deren Verhalten im Laufe des Trennungsprozeses

Weiterhin werden beschrieben die Bedingungen unter welchen die Forschungsarbeiten durchgeführt wurden und vorgeführt die erlangten Ergebnisse.

Im Abschluss werden hervorgehoben die Vorteile der Trennspiralen und gezeigt einige Schwierigkeiten denen man beim Studium und bei der Herstellung begegnete.

S. LAZĂR: Beschreibung von technologischen Prozessen unter Anwendung der Netzwerk Technik.

Im Artikel werden angegeben einige grundlegende Regeln für die Ausarbeitung von Arbeitsvorgänge beschreibenden Graphen.

Man arbeitet mit Elementarbegriffen und einfachen Beispielen.

Im Abschluss werden angegeben einige Möglichkeiten die Untersuchung zu vervollständigen und eingeführt einige diesem Zweicke dienende Vereinfachungen.

R. MARINOV: Dynamische Untersuchungen an einem Modell für doppelt gekrümte Lamellendächer

Im Artikel wird beschrieben die Untersuchung die durchgeführt wurde um die Eigenschwingungen und Eigenschwingungsformen eines Lamellendaches an einem 1:10 Modell zu ermitteln.

Die Verformungseigenschaften der Dachkonstruktion wurden bestimmt durch Belastung des Modells und Messung der Verformungswerte.

Die Eigenschwingungen und die entsprechenden Schwingungsformen wurden bestimmt unter Anwendung eines Näherungsverfahrens. Dieses Rechenverfahren ist geeignet für eine leichte Programierung für elektronische Rechenmaschinen; man beschreibt ebenfalls auch das logische Rechenschema.

Im Abschluss kommen noch einige Bemerkungen hinsichtlich des Verhaltens einer solchen Dachkonstruktion unter dem Angriff von Erdbebenlasten.

V. PETCU : Die plastische Berechnung von rechteckigen, in zwei Ecken und längs einer Seite gestützten Betonplatten

Im Artikel wird untersucht das plastiche Verhalten von rechteckigen, längs einer Seite und in den zwei entgegengesetzten Ecken gestützten Stahlbetonplatten unter dem Angriff von über die ganze Fläche gleichmässig verteilten Dauer- oder kurz anhaltenden Lasten. Es wurde angewandt die Bruchlinientheorie zusammen mit dem Kriterium der kleinsten Wiederverteilung. Auf Grund der erreichten Ergebnisse werden aufgestellt einige einfache Regeln zur Bestimmung der plastischen Momentenwerte solcher Tragwerke.

T. CULIȚĂ : Einige wenig zeitraubende Verfahren zur Bestimmung der Dauerfestigkeitswerte von Stahlstäben oder Stahl- und Spannbetonteilen.

Der Verfasser führt vor einige rasche Verfahren zur Bestimmung der Dauerfestigkeitswerte die angewandt werden können bei der Prüfung von Stahlstäben oder Stahl- und Spannbetonteilen.

Die durchgeführten Versuche ermöglichten ebenfalls die Wechse lbeziehung zu bestimmen die zwischen der Dauerfestigkeit und einigen Konstanten die sich bei der unmittelbaren statischen Belastung ergeben bestehen.

Was das Verhalten von Spannbetonteilen anbetrifft war es möglich einige Beziehungen zu bestimmen zwischen der Entwicklung der Risserscheinungen, dem Anwachsen der Durchbiegung und der Dauerfestigkeit; es folgt daraus die Möglichkeit das Verhalten von solchen Bauteilen unter zyklischer Belastung einzuschätzen.

S. ZIMBREA : Theoretische Betrachtungen und im Laboratorium durchgeführte Versuchsarbeiten betreffend einige Ursachen der schwierigen Verflüssigung der Pasta angewandt bei der Erzeugung von Zementklinker nach dem Nassverfahren.

Auf Grund von Messungen und theoretischen Erwängungen versucht der Verfasser die Schwierigkeiten zu erklären denen man bei der Verflüssigung der pasten aus der Zementfabrik von Medjidia oder Natriumfluosilikat als verflüssigende Mittel. Diese Schwierigkeiten sollen zu erklären sein durch die Anwensenheit von Kalzium- und Magnesiumsalzen im Anmachewasser.

I. NEMȚIȘOR : Kürzung der Reparaturtermine in der Zementindustrie.

Im Artikel wird beschrieben die Ersetzung der Ummantelung und des Ringes einer Stützgruppe von Klinkeröfen (innerer Durchmesser – 3 m, Länge – 88 m) unter Anwendung einer demontierbaren Rampe bei der Zementfabrik aus Bicaz.

СОДЕРЖАНИЕ

А. МИХУЛ, В. ГЕРМАН: Некоторые вопросы относящиеся к возведению склада для жома на сахарном заводе в. г. Роман.

Описаны вопросы, возникшие при возведении склада сухого жома на сахарном заводе в г. Роман. Несущие конструкции склада состоят из поперечных рам пролетом в 30,6 м, работающих пружинящим эффектом, состоящих из предварительно напряжённой монолитной затяжки, которая связывает попарно отдельные стаканообразные фундаменты и из двух преднапряжённых балок длиной в 24 м. Монтаж балок вели при помощи крана тип Колес и деревянной вышки, к верхней части которой были прикреплены два гидравлические, домкрата, при помощи которых обеспечивалось временное опирание концов балок, а также расцентрирование временной опоры.

Г. ГУЦУ, О. ЛУКИАН, П. МОСКОВИЧ: Консолидирование методыом „сваи Мега'' фундаментов центробежных воздуходувных машин бумажно- целлюлёзного комбината в г. Кэлэраш.

На бумажно-целлюлёзном комбинате в г. Кэлэраш были констатированы перепады уровня фундаментов центробежных воздуходувных машин марки Зульцер. В целях консолидирования этих фундаментов был применён метод ,,сваи Мега''.

В статьие описано применение указанного метода, возникшие затруднения, а также и достоиснтва этого метода, рекомендуя его применение.

К. БРЫНЗЕУ: Первая дорога для 76-тонных автосамосвалов.

Описано проектирование и построение первой дороги для 76-тонных автосамосвалом, а также и экономическая эффективность автотранспорта по этой дороге.

Р. СКШИНСКИ: Увеличение прочности бетона сочетанием эффектов вакуума и дополнительного сжатия.

База общественно-бытовых и гидротехнических зданий и сооружений Факультета сантехнических и гидротехнических сооружений Варшавской Политехники обследовала вопрос отыскания эффектного метода извлечения предназначенного количества влаги из массы бетона и заполнение, освободившегося таким овбразом обчёма сжатием бетона, что должно привести к улучшению его физико-механических свойств.
В статье описаны исследования, которые легли в основу работы автора на соискание звания доктора технических наук и составили материал нового изобретения, которое получило патент.

М. БАДЯ, Г. ТРАПЧА: Отсейвание глинозёмистого песка на спиральных сепараторах.

В статье представлены результаты полученные при экспериментах поставленых Институтом по Исследованию Строительных Материалов и Сборных Конструкций (ИЧМПЧ) в связи с просейванием глинозёмистого Песка на спиральных сепараторах. Работы проведены в рамках исследования облагораживания Вэленских глиноземистых песков употребляемых в стекольной промышленности.
первоначально приведены некоторые соображения относительно необходимости и значения обработки глинозёмистых песков в целях снижения содержания окисей железа а так же и роли которую могут играть в этом смысле спиральные сепараторы указав при этом и принцип их функционирования. Среди теоретических соображений описаны силы действующие на частицы песка и обьяснено поведение частиц в процессе отсеивания.
Затем описаны условия в которых были поставлены эксперименты и полученные результаты.
В заключении указаны преимущества спиральных сепараторов и некоторые затруднения связанные с их изготовлением и исследованием.

С. ЛАЗЭР: Описание технологических процесов при помощи графов.

В статье охвачены некоторые принципы составления графов, описывающих технологические процессы. Приведены элементарные понятия и несложные примеры. Затем указываются некоторые возможности более комплексного анализа и вводятся полезные для преследуемой цели упрощениея.

Р. МАРИНОВ: Динамическое исследование модели пластинчатого покрытия двойной кривизны.

В статье описано исследование по определению собственных пульсаций и видов собственных вибраций модели пластинчатого покрытия, изготовленной в масштабе 1:10.
Деформационные характеристики покрытия определялись загружением модели и измерением деформаций.
Определение собственных пульсаций и соответствующих видов вибраций производилось применяя итеративный метод расчёта. Так как данный метод легко поддается программированию для электронно-вычислительных машин приведена и логическая схема расчёта.
В окончании сделаны некоторые замечания относительно поведения покртытий такого рода при сейсмических нагрузках.

В. ПЕТКУ: Пластический расчёт железобетонных прямоугольных плит, опертых по одной стороне и на двух углах.

В статье исследуется поведение в пластической области прямоугольных железобетонных плит свободно опертых по одной стороне и на двух противоположных последней углах, загруженных по всей поверхности постоянными и временными равномерно распределенными нагрузками. Для этой цели применяется теория линий разрыва совместно с критерием минимального перераспределения. Основываясь на полученных результатах установлены несложные правила по определению пластических моментов, возникающих в таких строительных констркциях.

Т. КУЛИЦЭ: Исследования по определению выносливости арматуры железобетонных и бетонных элементов предварительно напряжённых скоростными методами.

Автор описывает некоторые скоростные методы для определения выносливости, которые можно применять для испытания арматур и преднапряжённых бетонных и железобетонных элементов.

Затем приведен ряд экспериментальных результатов, полученных автором. В этом смысле определены условия применения метода Локати и точность, с которой можно определить выносливость арматур и бетонных преднапряженных элементов.

Проведенные испытания позволили также определить взаимосвязь, существующую между выносливостью и некоторыми характеристиками, которые определяются непосредственными статическими испытаниями.

В отношении поведения бетонных преднапряжённых элементов удалось установить некоторую увязку между эволюцией раскрытия трещин, ростом прогибов и выносливостью, что обеспечивает возможность оценить поведение таких элелемнтов при циклических воздействиях.

С. ЗЫМБРЯ: Теоретические соображения и лабораторные эксперименты по некоторым причинам припятствующим увеличению текучести пасты употребляемой при изготовлении цементного клинкера мокрым методом.

Основываясь на произведенных определениях и на некоторых теоретических соображениях автор старается обяснить затрудения которые встречаются при придании текучести пасты на цементном заводе в Меджидии применяя для этой цели кремнефтористый натрий или гидроокись натрия. Эти затруднения возникают якобы в следствии присутствия солей кальция и магния в употребляемой воде.

И. НЕМЦИШОР: Сокращение срока ремонтов в цементной промышленности.

В статье описана замена обечайки и кольца опорной группы клинкерной печи (внутрений диаметр 3x88 м) на Цементном заводе в Биказе, использовав для этого составную разборную платформу.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883

В. [illegible]: Исследование [illegible] пластин, опертых по одной стороне и по двум углам.

В статье исследуется поведение и [illegible] пластин, опертых по одной стороне и по двум противоположным [illegible] углам, загруженных по [illegible] и [illegible] нагрузкой. [illegible]

Г. [illegible]: Исследование [illegible] методами.

[illegible]

[illegible] основании [illegible] условий [illegible].

С. [illegible]: [illegible] сопряжения и [illegible]

[illegible]

Н. [illegible]: [illegible] развития и [illegible].

В статье [illegible] и [illegible] (по [illegible] фор[illegible]).

Unele probleme privind executarea magaziei de borhot din cadrul fabricii de zahăr din oraşul Roman

Conf. ing A. Mihul, ing. şef V. Gherman
Inst. politehnic-Iaşi TRC-Bacău

În cadrul dezvoltării fabricii de zahăr din oraşul Roman, în anul 1966, Grupul de şantiere nr. 3 al Trustului regional de construcţii Bacău a executat o magazie de 5 000 t capacitate pentru depozitarea borhotului uscat (fig. 1) după proiectul elaborat de IPIA[*] Bucureşti.

În plan, magazia se desfăşoară pe o suprafaţă de 25,50 m × 96,00 m, fiind formată din 16 travee a 6 m deschidere (fig. 2).

Frontoanele de capăt au fost proiectate şi executate sub forma unor cadre monolite cu stîlpi cu secţiune variabilă şi zidărie de umplutură (fig. 3).

În secţiune transversală, pereţii laterali ai magaziei sînt dispuşi înclinat după pante care urmăresc taluzul natural al borhotului în stare uscată (50—60°), fapt care a condus la eliminarea, în cea mai mare parte, a efectului de împingere a materialului depozitat asupra pereţilor (fig. 4).

Încărcarea depozitului se face cu ajutorul unor conducte amplasate în centrul construcţiei, susţinute de elemente transversale dispuse la cota + 15,73, de unde, prin cădere liberă, borhotul în stare uscată se varsă în incinta magaziei (fig. 4).

Structura de rezistenţă a fost proiectată din elemente transversale sub formă de cadre cu efect de lucru de arc (cu împingeri), cu deschiderea de 30,64 m. Pereţii, de la cota 4,50 m, sînt alcătuiţi din chesoane de tip C6, dispuse alăturat. Pînă la cota de 7,5 m pereţii laterali sînt prevăzuţi a se executa din zidărie de cărămidă cu fundaţie proprie, continuă.

Cadrele transversale (fig. 4) sînt alcătuite din două grinzi precomprimate prefabricate de 24 m lungime şi dintr-un tirant precomprimat cu două cabluri (12Ø5 SBP) de 30 m lungime, executat monolit. Grinzile, în proiectul iniţial, au fost prevăzute a se executa din cinci bolţari (fig. 5) de patru tipuri, cu lungimi şi greutăţi diferite, variind de la 2,5 t pînă la 8 t fiecare. Bolţarii urmau a fi turnaţi la Fabrica de prefabricate pentru beton din Roman şi transportaţi pe şantier, unde era prevăzut a se efectua la sol asamblarea lor prin precomprimare cu 10 cabluri alcătuite din cîte 12 Ø 5 SBP I, de tip Freyssinet, dispuse în mare parte după trasee curbilinii.

Alcătuirea cadrului se realizează în modul următor: cele două grinzi precomprimate sînt rezemate cu cîte un capăt pe două fundaţii izolate de tip pahar, care la rîndul lor sînt legate între ele prin tirantul precomprimat executat monolit; celelalte două capete ale grinzilor se reazemă unul pe altul, fiind legate între ele printr-o articulaţie.

În sens longitudinal, cadrele transversale sînt prevăzute, conform proiectului, a fi rigidizate cu o grindă de coamă dispusă la cota 19,98, cu secţiunea de 750/1460 mm, din beton armat monolit, cu chesoanele ce alcătuiesc pereţii şi cu o centură prevăzută la partea superioară cu o cornişă executată de asemenea monolit. Centura reazemă pe pereţii laterali din cărămidă pe care îi rigidizează şi totodată îi leagă de structura de rezistenţă din beton armat.

Transportul borhotului de la camera de uscare la locul de depozitare se face pneumatic, printr-o conductă de 190 m lungime, suspendată prin trei cabluri ancorate de doi stîlpi în formă de X din beton armat monolit.

1. MODIFICĂRI ADUSE FAŢĂ DE PROIECTUL INIŢIAL[**]

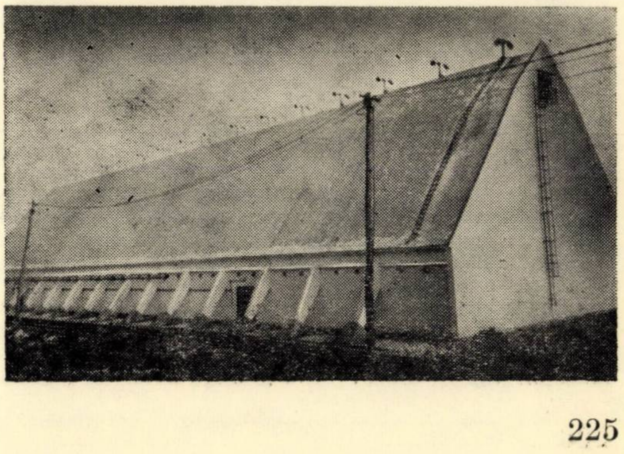
a) Pentru evitarea dificultăţilor provocate de transportul, manipularea şi ridicarea bolţarilor cu lungimi şi greutăţi diferite (2,5—8 t fiecare), determinate de lipsa utilajului necesar, s-a trecut la executarea grinzilor precomprimate dintr-o singură bucată (fig. 6), preturnate pe şantier în poziţia de montare. În afara dificultăţilor de transport al bolţarilor de 8 t greutate (ale căror dimensiuni nu pot fi reduse datorită dispoziţiei armăturilor pretensionate), prin modificarea soluţiei tehnologice de execuţie, s-au rezolvat următoarele: s-a asigurat omogenitatea elementului în tot lungul lui prin eliminarea rosturilor matate, s-a eliminat necesitatea dispunerii la fiecare îmbinare a celor 10 ştuţuri, operaţie care în cazul de faţă este dificilă, s-a eliminat necesitatea de a fi executată în fabrică o linie tehnologică pentru un număr relativ mare de tipuri de elemente diferite, faţă de numărul total de elemente prefabricate necesar executării depozitului de faţă. Menţionăm de asemenea că în cazul grinzilor folosite la executarea depozitului, prin executarea lor din bolţari, nu s-ar fi putut elimina nici tecile, datorită modului lor de dispunere din zona centrală a grinzii şi a curburilor din zonele marginale. Din aceste motive, pentru construcţia depozitului de borhot de la Roman, avînd în vedere ansamblul de condiţii care puteau fi realizate, soluţia de execuţie adoptată a rezultat mai avantajoasă.

b) Grinda de coamă cu secţiunea transversală de 750 mm/1460 mm s-a executat la sol din elemente prefabricate preturnate de 6 m lungime sub raza de acţiune a macaralei Coles (fig. 7). S-a considerat raţională această modificare de soluţie, avînd în vedere faptul că montarea elementelor preturnate pentru coamă, a căror greutate a rezultat de 16 t, se face cu aceeaşi macara, necesară ridicării grinzilor precomprimate. În acest mod s-a eliminat eşafodajul şi, în mare măsură cofrajul necesar execuţiei monolite; s-a evitat de asemenea lucrul, la înălţime mare —peste 19 m— pentru executarea unui volum important de beton turnat monolit, îmbunătăţindu-se astfel condiţiile de asigurare a protecţiei muncii, s-a sporit eficienţa de folosire a macaralei, s-a redus simţitor durata de execuţie etc. Dimensiunile mari ale secţiunii elementelor au permis realizarea restabilirii continuităţii sistemului de rigidizare în zonele de rezemare.

c) Grinda centură şi cornişa care făceau trecerea între zidăria laterală şi acoperişul propriu-zis s-au executat de asemenea din elemente prefabricate preturnate pe şantier, cu lungimea de 6 m; continuitatea elementelor prefabricate s-a obţinut prin musţăţi lăsate lateral în elementele de rezistenţă şi la capetele cornişei, care au fost apoi sudate şi betonate. Elementele prefabricate au fost turnate cu secţiunea transversală iniţial proiectată. Greutatea unui element a rezultat de 15 tone. Montarea lor s-a făcut cu macaraua Coles, o dată cu montarea celorlalte elemente grele, asigurîndu-se astfel o folosire mai raţională a utilajului greu de ridicat, adus pe şantier pentru montarea grinzilor precomprimate.

d) Cei doi stîlpi de susţinere de la estacada de transport, cu greutatea de 25 t, au fost preturnaţi pe şantier în poziţie de montaj, faţă de soluţia monolită prevăzută în proiect. Montajul lor s-a realizat cu acelaşi utilaj, fără a perturba planificarea macaralei.

Fig. 1. Aspectul depozitului de borhot de la fabrica de zahăr Roman



---

[*] Proiectarea părţii de rezistenţă a fost elaborată de ing. M. Creţu.

[**] Modificările legate de rezolvarea problemelor tehnologice de execuţie şi execuţia magaziei s-au făcut cu asistenţa catedrei de beton armat de la Institutul politehnic Iaşi, cu acordul proiectantului.

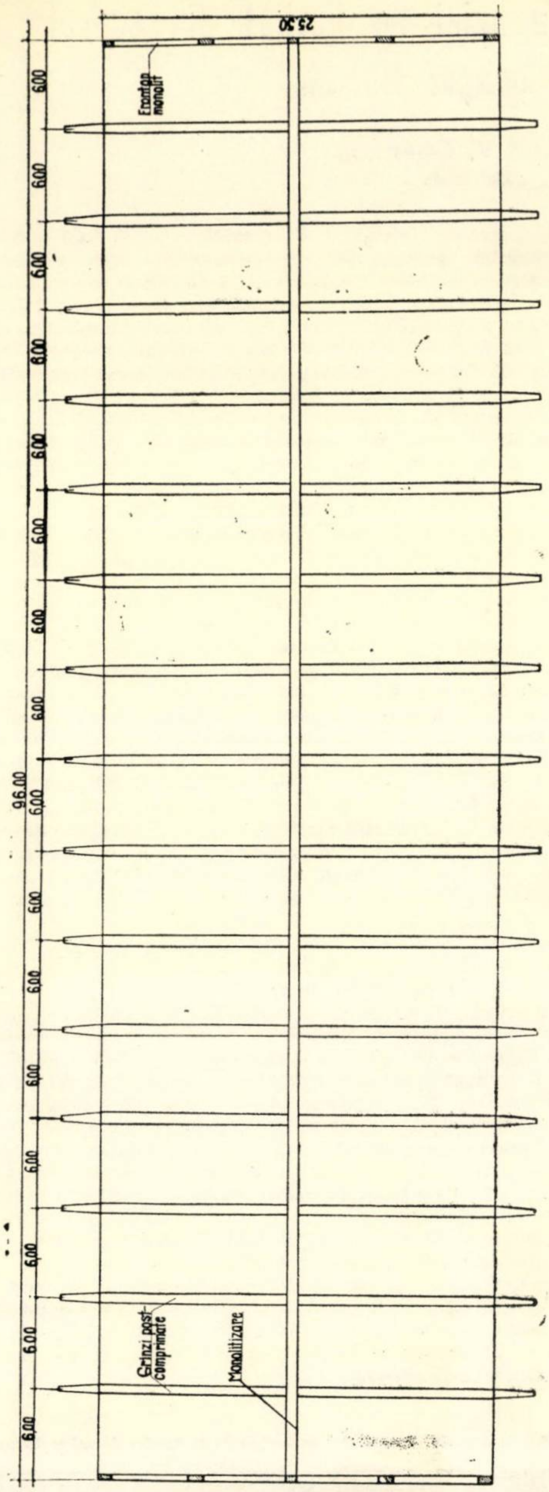


Fig. 2. Vedere în plan a dispoziţiei grinzilor magaziei de borhot uscat

2. TEHNOLOGIA DE EXECUŢIE

Faţă de modificările făcute, în sensul executării tuturor elementelor grele din beton armat sub formă de elemente preturnate pe şantier, execuţia depozitului a început cu asigurarea completă a celor mai bune condiţii pentru realizarea tehnologiei concepute.

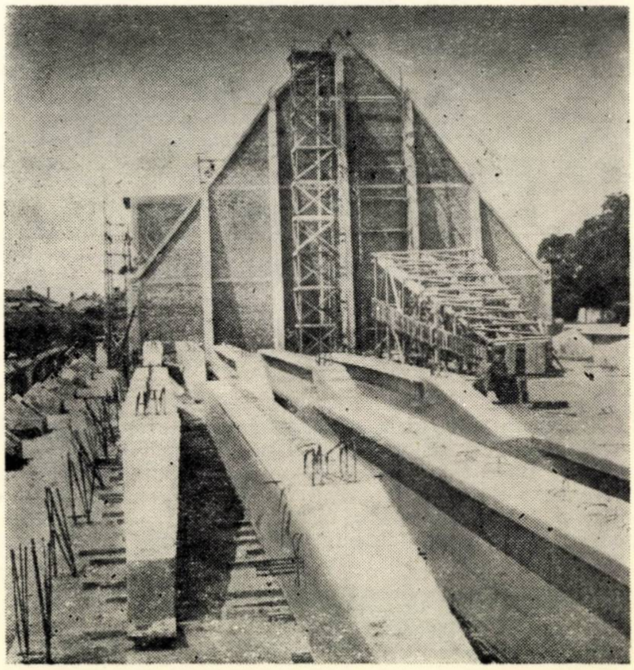
Avînd în vedere şi calitatea terenului de fundaţii, care este sensibil la înmuiere, în prima fază s-au executat toate reţelele subterane, căile de acces pe soluţie definitivă, racordurile, fundaţiile (fig. 8), tiranţii precomprimaţi, trotuarele şi pardoseala, în afara stratului de asfalt. Pentru evitarea unor deplasări ale fundaţiilor sau ale tiranţilor, aceştia au fost precomprimaţi, eliminîndu-se astfel, în mare măsură, posibilitatea lor de fisurare. Pe o lăţime de 10 m, în partea centrală a magaziei, pardoseala a fost armată suplimentar, în vederea asigurării unor bune condiţii pentru circulaţia macaralei Coles, cu care au fost montate toate elementele grele.

Pe platforma de beton astfel pregătită s-au fixat toate spaţiile de turnare a elementelor prefabricate (grinzilor, elementelor de coamă şi ale celor de cornişă), funcţie de planul de montare. Cele 30 de grinzi precomprimate au fost turnate simetric faţă de deschiderea magaziei, începînd de la fundaţie către axul deschiderii, în ordinea de montaj, lăsînd liber culoarul de 10 m pentru circulaţia macaralei (fig. 9). Pentru turnarea grinzilor precomprimate au fost confecţionate trei tipare complete din dulapi căptuşiţi în interior cu tablă (fig. 10) şi 30 de funduri din dulapi, din considerente tehnologice. Frecvenţa de turnare a fost o bucată pe zi, rezultînd din lucrul simultan la trei grinzi (a turnării betonului, montării armăturii şi a cofrajului). Cofrajul a fost rezemat pe pardoseală, prin intermediul unor traverse care erau extrase în timpul precomprimării, pentru a se asigura deformarea liberă a sistemului în ipoteza luată în considerare la proiectare (fig. 11). Tecile au fost confecţionate pe şantier din tablă gofrată de 0,2 mm, iar cablurile tip Freyssinet 12Ø5 din SBP I au fost executate la Intreprinderea de prefabricate Braşov. Blocajele inel con au fost din beton (fig. 12).

Betonul folosit a fost B 400, preparat la Intreprinderea de prefabricate Roman, în staţia centrală, cu agregate spălate şi sortate în trei sorturi : 0 – 3, 3 – 7, 7 – 15 mm. Compactarea betonului s-a făcut cu ajutorul vibratoarelor montate pe cofraj. Întrucît turnarea grinzilor s-a efectuat în trimestrul I. 1966, a fost necesară încălzirea betonului, care s-a realizat cu abur introdus sub prelate. Pentru a se asigura o reducere a pierderilor de tensiuni din relaxare (în urma analizei caracteristicilor mecanice ale sîrmelor SBP, fiecare cablu a fost calibrat înainte de precomprimare.

Concomitent cu turnarea grinzilor s-au executat şi celelalte prefabricate : grinzile de coamă, cornişele şi stîlpii de la estacada de transport, pentru care s-a utilizat un set de cîte trei cofraje refolosibile. Montarea grinzilor precomprimate s-a făcut, una cîte una, cu o macara Coles. Pentru susţinerea unei grinzi pînă la ridicarea celeilalte s-a folosit un reazem provizoriu, proiectat în cadrul grupului de şantiere, alcătuit dintr-un turn din lemn cu secţiunea la bază de 5 × 5 m, iar la vîrf 1 × 1 m şi cu înălţimea de 16,70 m, suficient de rigid pentru a prelua sarcinile transmise de grinzi (fig. 9). La vîrful eşafodajului, într-un cadru special, au fost montate două

Fig. 3. Frontonul de capăt



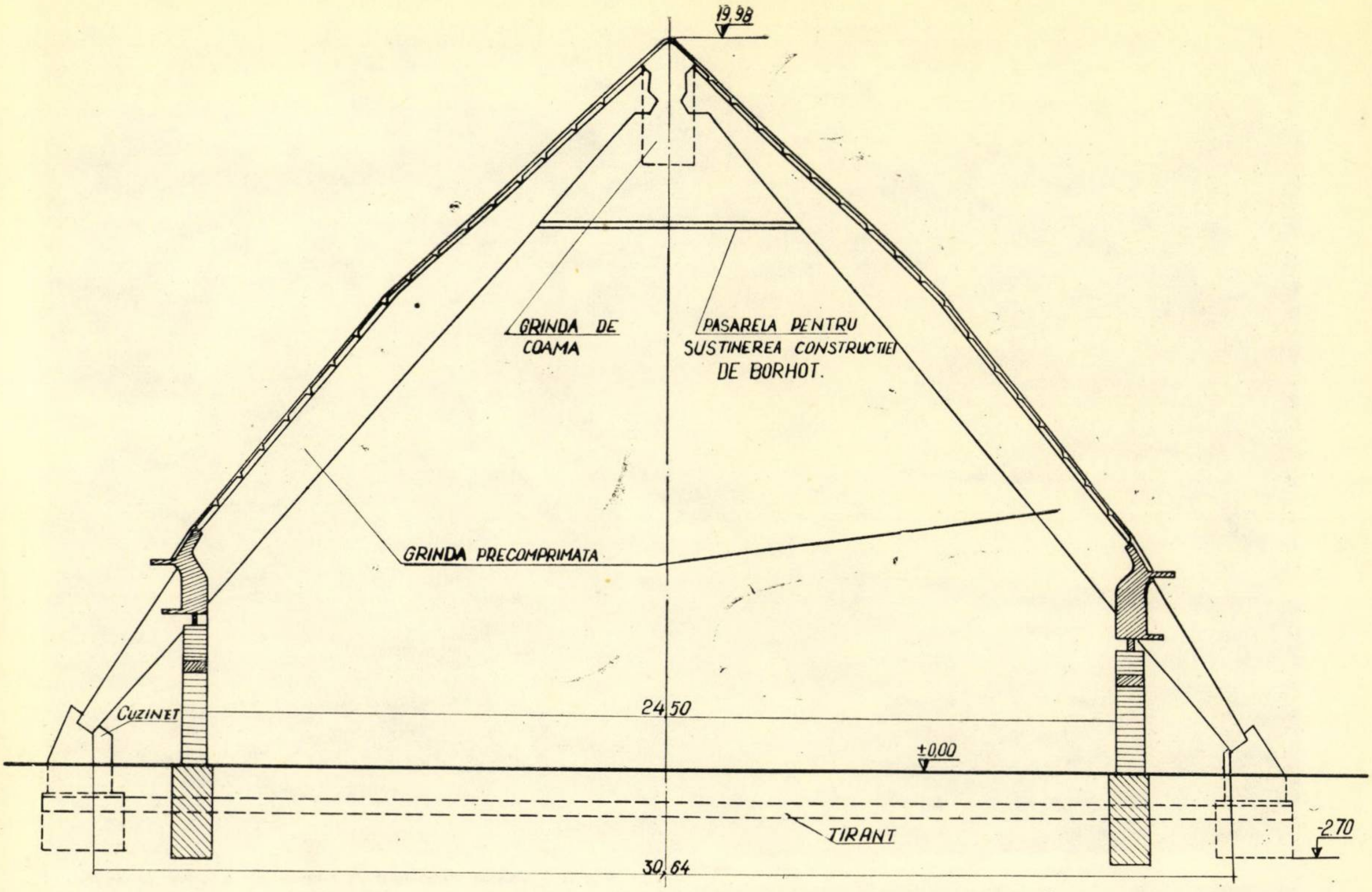

19,98
GRINDA DE COAMA
PASARELA PENTRU SUSTINEREA CONSTRUCTIEI DE BORHOT.
GRINDA PRECOMPRIMATA
CUZINET
24,50
±0,00
TIRANT
-2,70
30,64

Fig. 4. Secțiune transversală prin magazia de borhot uscat

Fig. 5. Grindă preturnată cu poziția cablurilor

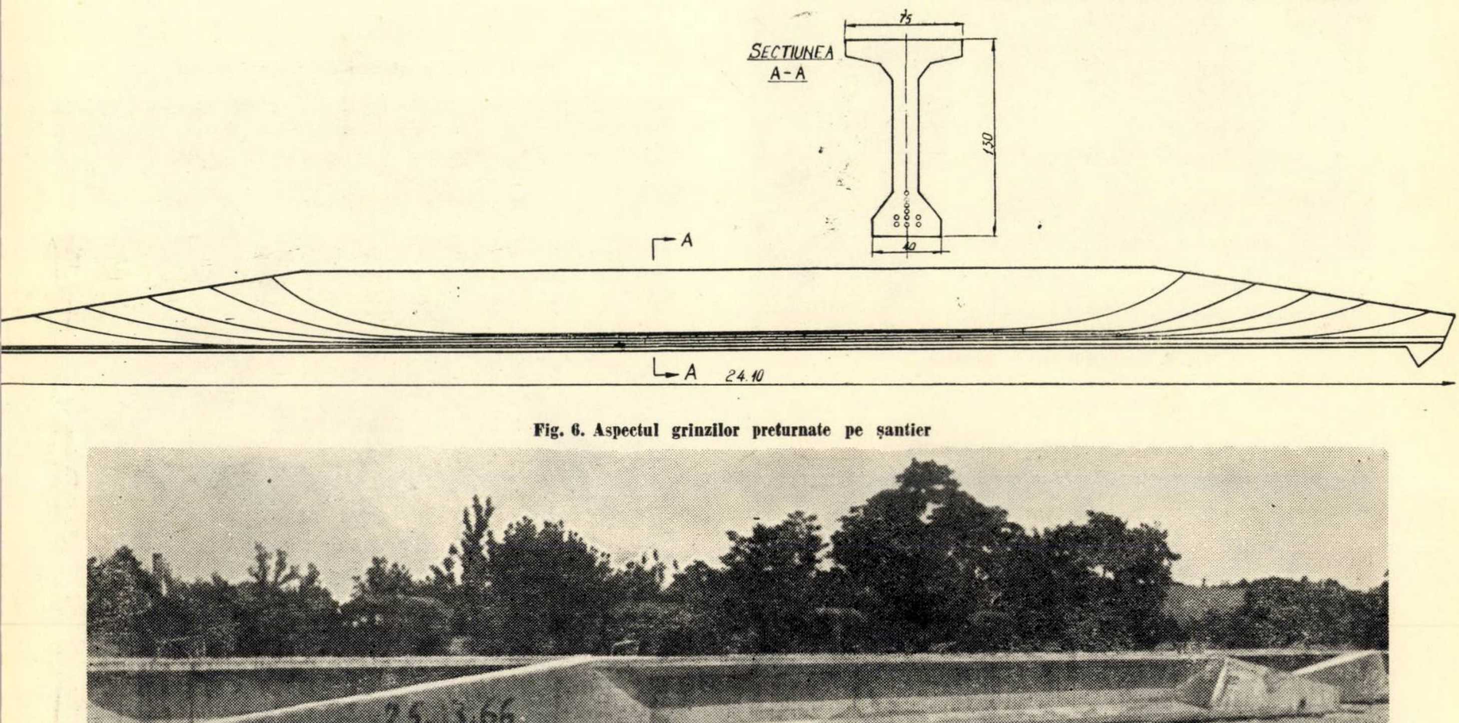
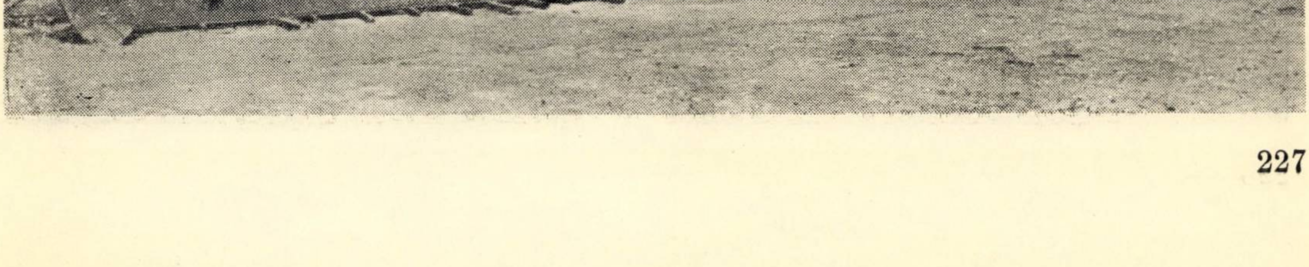

SECTIUNEA A-A
75
150
40
A
A
24.10

Fig. 6. Aspectul grinzilor preturnate pe șantier



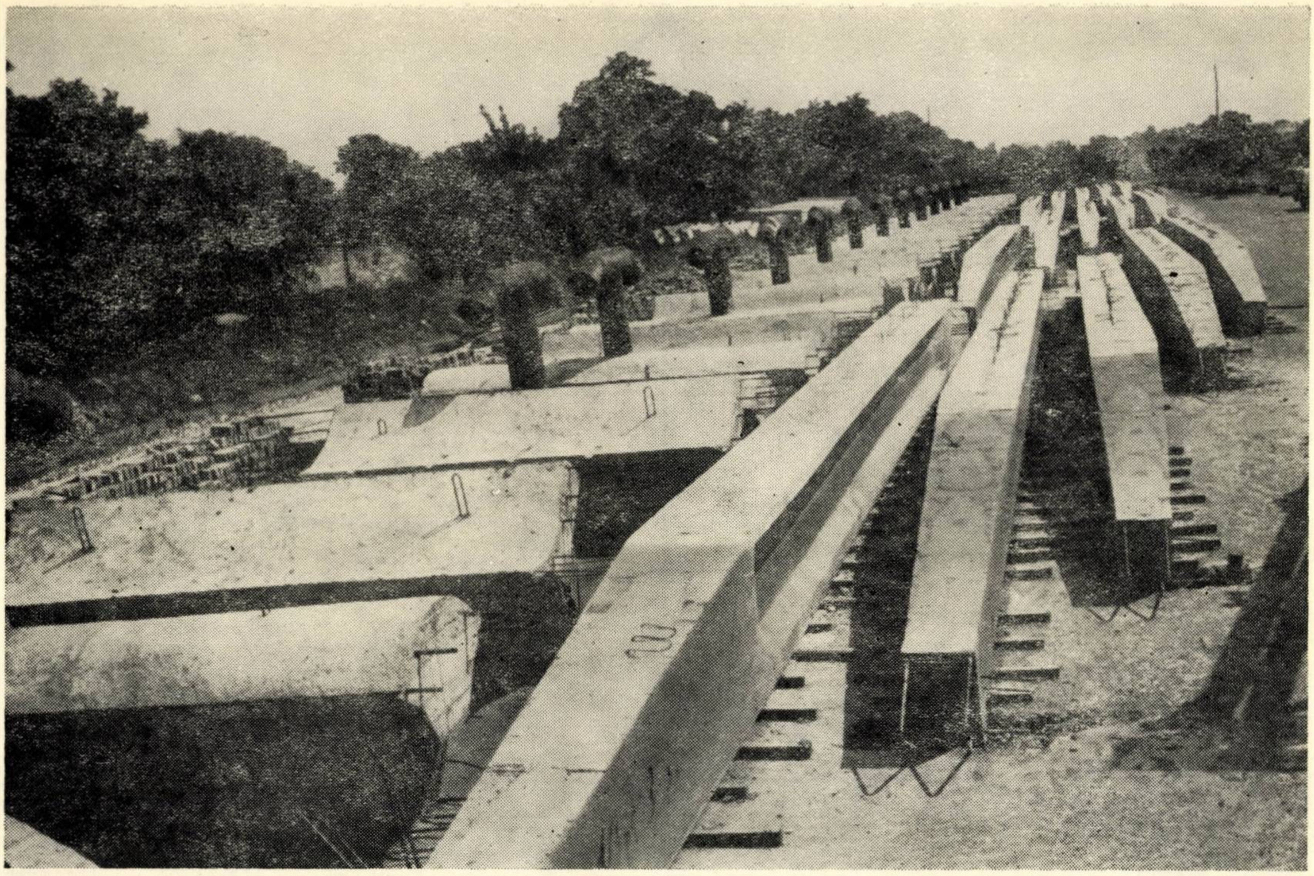


Fig. 7. Executarea elementelor componente ale grinzilor de legătură pentru coamă

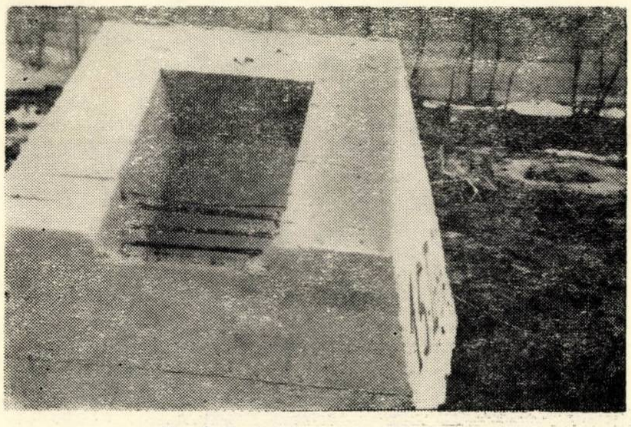


Fig. 8. Fundații izolate de tip pahar

Fig. 9. Montarea grinzilor din culoarul central

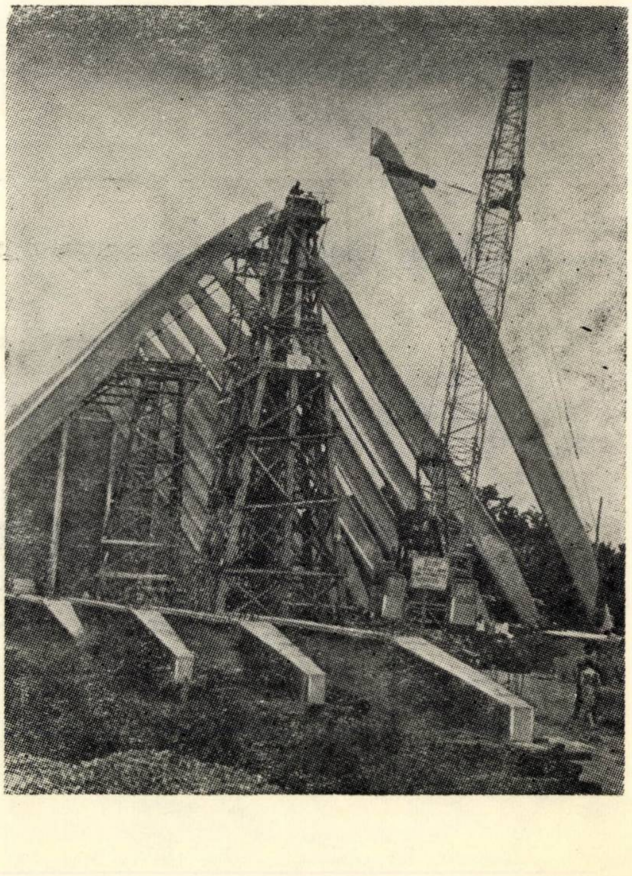
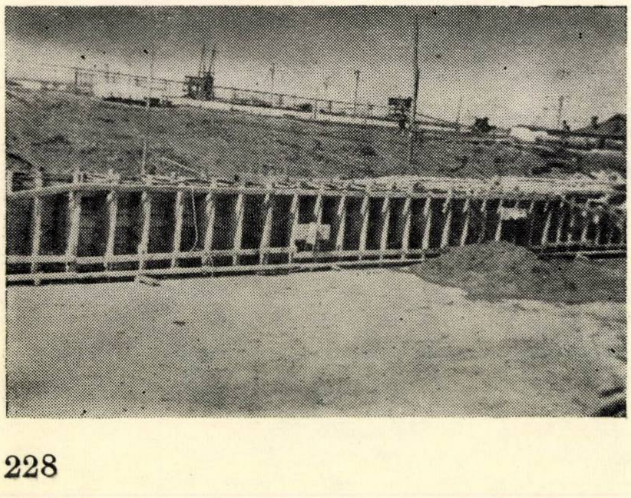


Fig. 10. Cofrajul grinzilor precomprimate



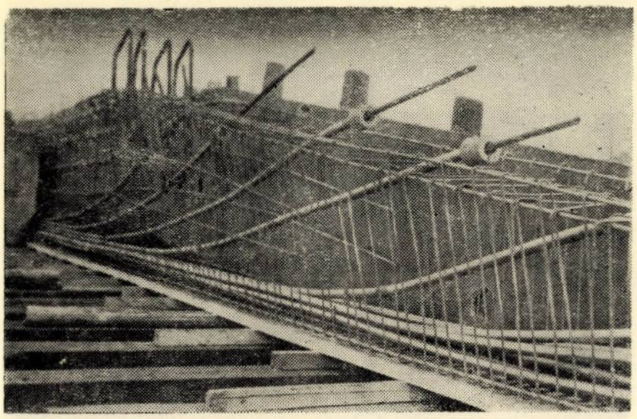


Fig. 11. Armarea grinzilor și rezemarea cofrajului pe pardoseală

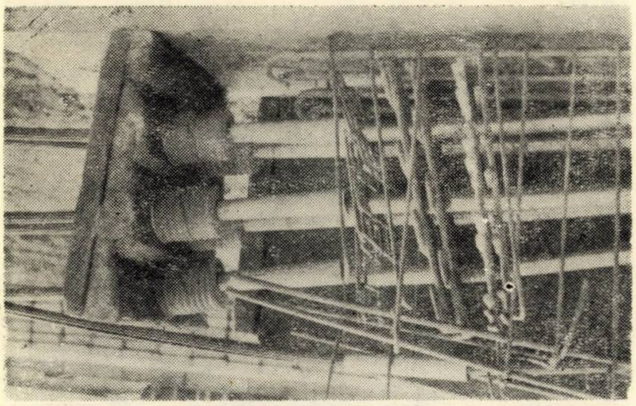


Fig. 12. Blocajele folosite la grinzi

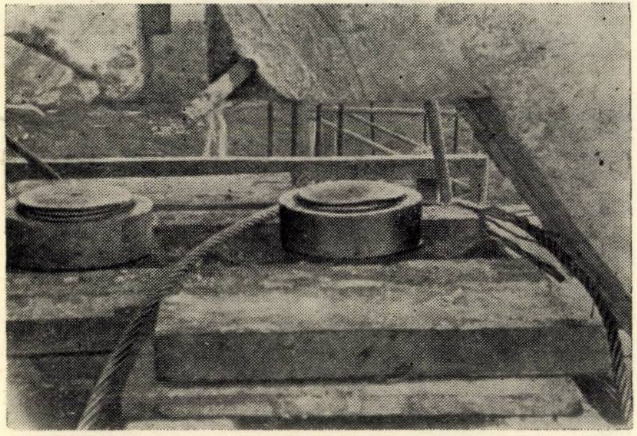


Fig. 13. Dispunerea cricurilor hidraulice pentru rezemarea și descîntarea grinzilor

cricuri hidraulice a 60 tf (fig. 13), la distanță de 0,80 m între axele lor (fig. 14). Cricurile, înaintea montării grinzilor, aveau pistoanele ridicate cu cca 80 mm. Grinzile precomprimate au fost ridicate din poziția orizontală cu ajutorul unui dispozitiv special (fig. 15) și rezemate cu un capăt în fundația pahar, iar cu celălalt capăt pe pistonul ridicat al cricului hidraulic (fig. 16 și 17). După montarea unei grinzi s-a trecut la corespondenta ei din partea opusă. Prin coborîrea pistoanelor celor două prese (sincronizat), cu ajutorul unei pompe (la care cele două prese erau racordate), capetele grinzilor s-au apropiat unul față de celălalt pînă cînd și-au găsit echilibrul prin rezemarea lor unul pe celălalt, prin intermediul unor pene metalice ce s-au introdus între ele. În această poziție, grinzile s-au rigidizat prin executarea pasarelei ce susținea conducta interioară de transport (pe fiecare travee

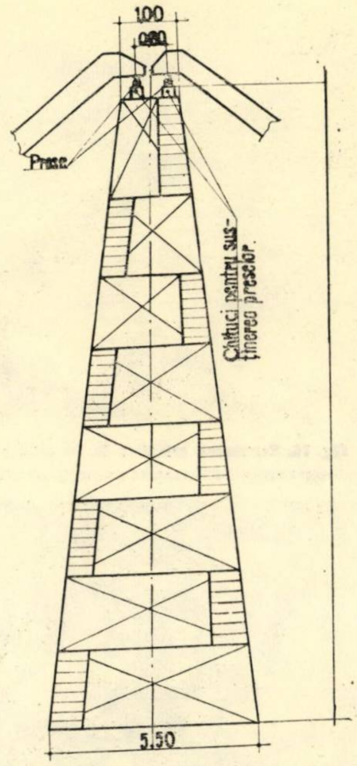
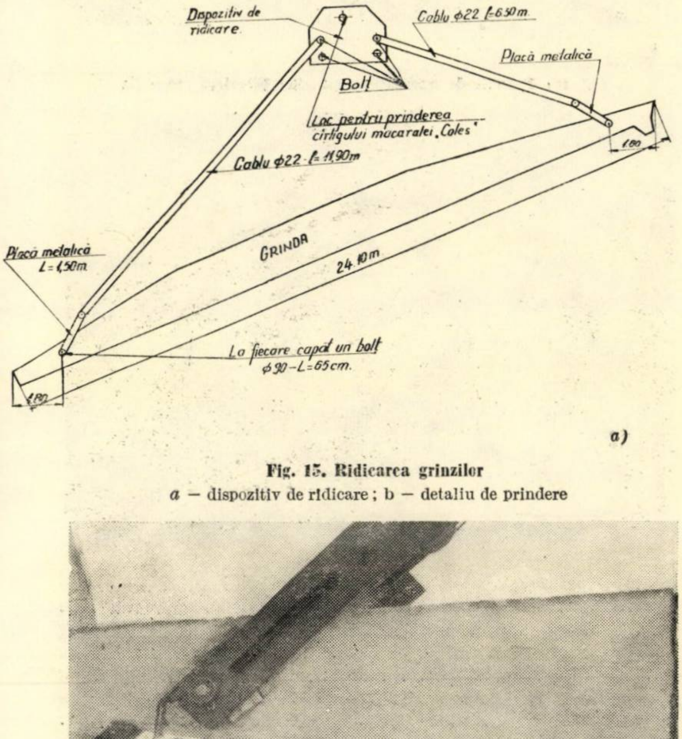

1,00
0,80
Prese
Cîrtuci pentru sus-ținerea preselor
5,50

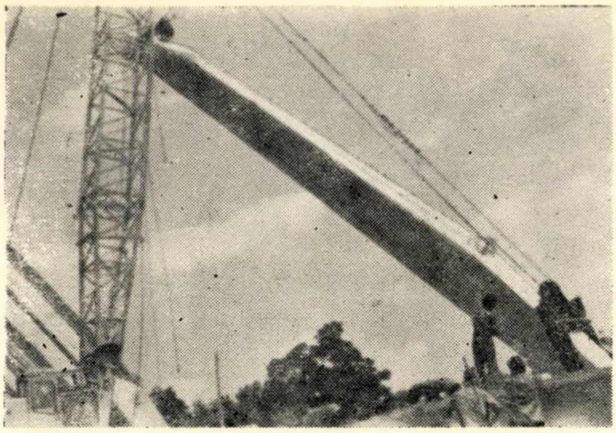
Fig. 14. Eșafodaj de susținere a grinzilor


Dispozitiv de ridicare
Cablu ⌀22 l=6,50 m
Placă metalică
Bolț
Loc pentru prinderea cîrligului macaralei „Coles"
Cablu ⌀22 l=11,90 m
Placă metalică L=1,50 m
GRINDA
24,10 m
La fiecare capăt un bolț ⌀90–L=65 cm.
1,80
1,80

a)

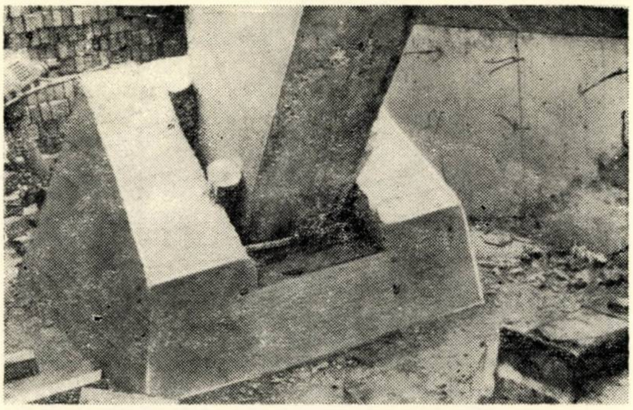
Fig. 15. Ridicarea grinzilor
a — dispozitiv de ridicare ; b — detaliu de prindere

b)



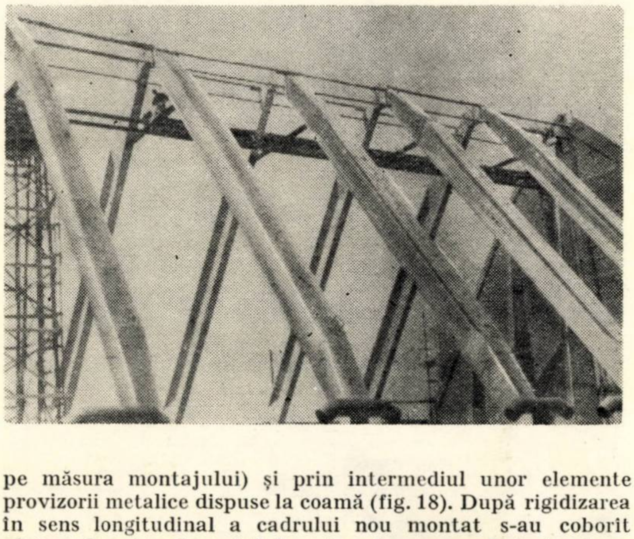
a)

Fig. 16. Rezemarea grinzilor în fundația pahar
a – introducerea grinzii ; b – fixarea provizorie a grinzii în fundație



b)

Fig. 18. Operația de rezemare a grinzilor pe cricul hidraulic



pe măsura montajului) și prin intermediul unor elemente provizorii metalice dispuse la coamă (fig. 18). După rigidizarea în sens longitudinal a cadrului nou montat s-au coborît pistoanele cricurilor pînă la refuz, în așa mod, încît să nu împiedice deplasarea turnului de lemn. În continuare, turnul s-a deplasat la traveea următoare cu ajutorul unui troliu mecanic pînă a ajuns în poziția ce a fost marcată pe pardoseală și riguros controlată pentru a asigura rezemarea grinzilor în ax. Pentru stabilitate, eșafodajul a fost ancorat în patru puncte cu tiranți din oțel OL 38 Ø 25 cu mufe de tensionare. Concomitent cu operația de descentrare și de deplasare a turnului de montaj s-a executat zidăria și s-a montat elementul prefabricat de cornișă cu care se asigură o rigidizare în lung a cadrului montat și în zona inferioară a structurii. Cel de al doilea fronton monolit s-a executat după montarea tuturor grinzilor.

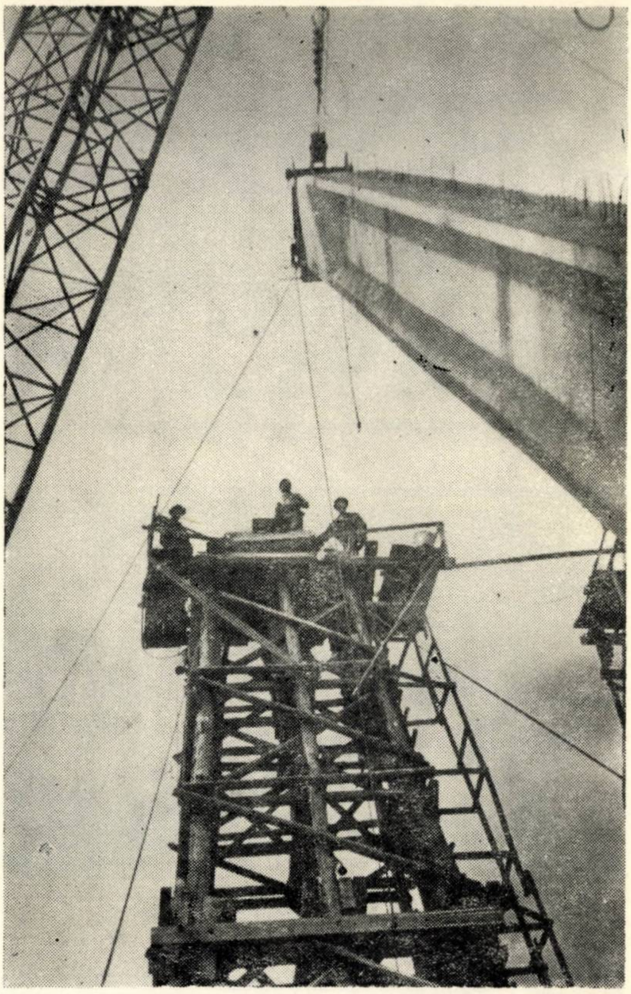


Fig. 17. Rigidizarea longitudinală provizorie a cadrelor transversale

Montarea grinzilor de coamă s-a realizat cu macaraua din exteriorul construcției. După montarea acestor elemente, s-au sudat mustățile lăsate la capetele grinzilor de coamă și s-au betonat îmbinările. În continuare, cu ajutorul unei automacarale de 5 t, cu braț prelungit, s-au montat chesoanele de acoperiș de tip C6. Chesoanele din zona de vîrf au fost ridicate cu ajutorul troliilor mecanice montate în interiorul halei.

Paralel cu aceste operații s-au montat stîlpii de la estrada de transport și cablurile pentru suspendarea conductei.

★

Tehnologia adoptată de executant, care a modificat unele din soluțiile inițial prevăzute, a permis să se obțină economisirea a peste 100 m^3 material lemnos, reducerea duratei de execuție cu peste două luni și o economie la prețul de cost de cca 200 000 lei.

Consolidarea fundaţiilor la turbosuflantele de la combinatul de celuloză şi hîrtie Călăraşi prin metoda „Piloţi Mega"

Ing. Gh. Guţu, ing. O. Luchian, ing. P. Moscovici
Întreprinderea Construcţii Montaje-Bucureşti

Amplasarea Combinatului de celuloză şi hîrtie Călăraşi s-a făcut pe un teren de loess (teren macroporic de gradul II) sensibil la înmuiere pînă la 6—8 m adîncime.

Apa subterană se află la circa 8 m de la suprafaţa terenului, nivelul apei variind în raport cu nivelul Dunării.

Din această cauză şi în special datorită sarcinilor mari ale construcţiilor combinatului şi ale regimului tehnologic umed, s-a impus executarea fundaţiilor pe piloţi de beton armat prefabricaţi de 12,5 × 0,35 × 0,35 m, înfipţi prin batere cu berbecul la o adîncime de cel puţin 0,50 m în stratul de nisip.

După executarea scheletului de rezistenţă al halei de fabricaţie au fost date în execuţie fundaţiile pentru cele patru turbosuflante Sulzer (A,B,C şi rezervă fig. 1).

Fiecare fundaţie reazemă pe o dală de beton armat susţinută de trei pereţi de beton armat (B 170) şi care la rîndul lor se sprijină pe un bloc de fundaţie de formă paralelipipedică (7,40 × 3,30 × 3,00 m). Blocul de fundaţie (B 90) a fost armat cu o reţea periferică din oţel-beton Ø 12 (fig. 2). Din calcul, a rezultat că presiunea fundaţiei pe teren este de 0,9 kg/cm² faţă de 1,5 kg/cm² presiune admisibilă, ceea ce a condus la o fundaţie directă.

Executarea acestor fundaţii s-a făcut în anii 1963—64 cu respectarea prevederilor tehnice în vigoare.

După o perioadă de exploatare (cca 4 luni) s-au constatat unele denivelări la turbosuflantele Sulzer (3 400 ture/min).

În baza măsurătorilor periodice efectuate pe reperi tip INCERC, în intervalul noiembrie 1964 — martie 1965, s-au constatat tasări neuniforme de 7—11 cm la fundaţiile turbosuflantelor C şi rezervă, astfel că acestea au fost scoase din funcţiune. Turbosuflantele A şi B au continuat să funcţioneze, deoarece denivelările fiind mici s-au putut regla prin pene. Pentru a preîntîmpina accentuarea tasărilor la turbosuflanta B, s-a amenajat o susţinere provizorie din grinzi metalice (I 26) amplasate sub dala fundaţiei, grinzile transmiţînd sarcinile suplimentare la fundaţii, respectiv la piloţii stîlpilor halei principale.

În urma studiilor geotehnice realizate prin puţuri şi foraje, s-au constatat umidităţi mai pronunţate ale loessului în unele porţiuni ale terenului de fundaţii. Umezirea s-a produs şi din cauza cantităţilor mari de apă provenită din procesul tehnologic, apă care curge pe pardoseala parterului şi care, cu timpul, s-a infiltrat în terenul de fundaţii prin fisurile provocate în pardoseala de asfalt de vibraţiile turbosuflantelor în funcţiune.

În vederea stabilirii soluţiei de consolidare, s-au analizat 2 profile geologice din zona fundaţiilor turbosuflantelor, care se prezintă ca în figura 3.

Cotele sînt date în raport cu suprafaţa terenului (tab. 1).

În urma acestor constatări, expertiza efectuată de acad. prof. ing. Aurel Beleş a stabilit ca soluţie de consolidare folosirea metodei „Piloţi Mega".

Tabela 1

	F 146	F 148
— teren natural	0,00— 0,80 m	0,00— 0,70 m
— loess	0,80— 7,20 m	0,70— 5,80 m
— praf argilos	7,20—10,00 m	5,80— 8,70 m
— praf argilos nisipos	10,00—11,80 m	8,70—10,50 m
— nisip prăfos	11,80—13,80 m	10,50—13,00 m
— nisip slab prăfos	13,80	13,00

Alte soluţii preconizate (juguri de beton, piloţi bătuţi sau foraţi, silicatizare) nu corespundeau, în cazul de faţă, din următoarele considerente:

Juguri de beton: preluarea sarcinilor fundaţiei printr-un jug din grinzi de beton armat, care să le transmită la piloţi şi la stîlpii halei din apropiere ar fi condus la suprasolicitări excentrice ale stîlpilor, care ar fi pus în pericol stabilitatea scheletului de rezistenţă al halei.

Piloţi bătuţi sau foraţi: nici această soluţie nu se poate aplica datorită lipsei de gabarit (înălţimea redusă a parterului) şi existenţei în jurul fundaţiilor a numeroase conducte tehnologice, cabluri etc.

Silicatizare: soluţie neindicată la această lucrare, datorită cantităţilor mari de apă ce se infiltrează, naturii terenului, precum şi grosimii mari a stratului sensibil la înmuiere.

Fig. 1. Amplasamentul fundaţiilor turbosuflantelor, al forajelor apropiate şi al piloţilor Mega

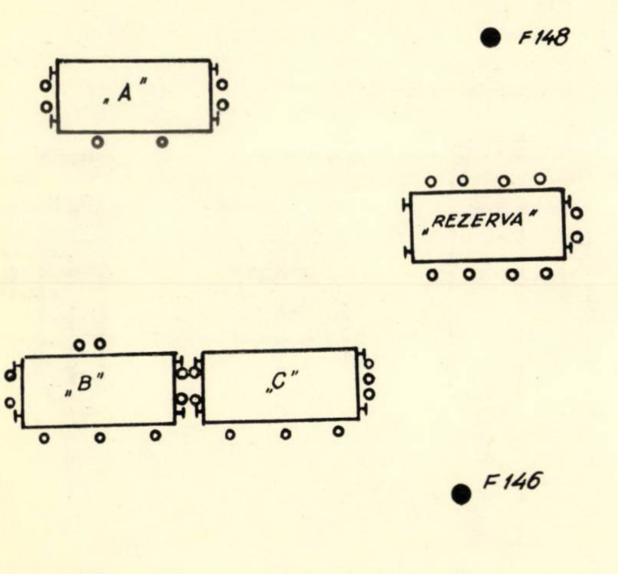
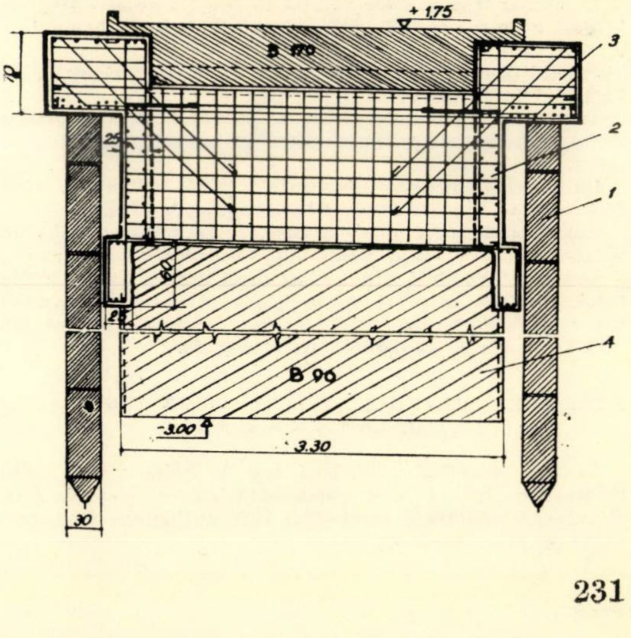


Fig. 2. Secţiune transversală prin fundaţie
1 — piloţi Mega; 2 — cămăşuire din beton armat; 3 — grinda de susţinere
4 — blocul de fundaţie



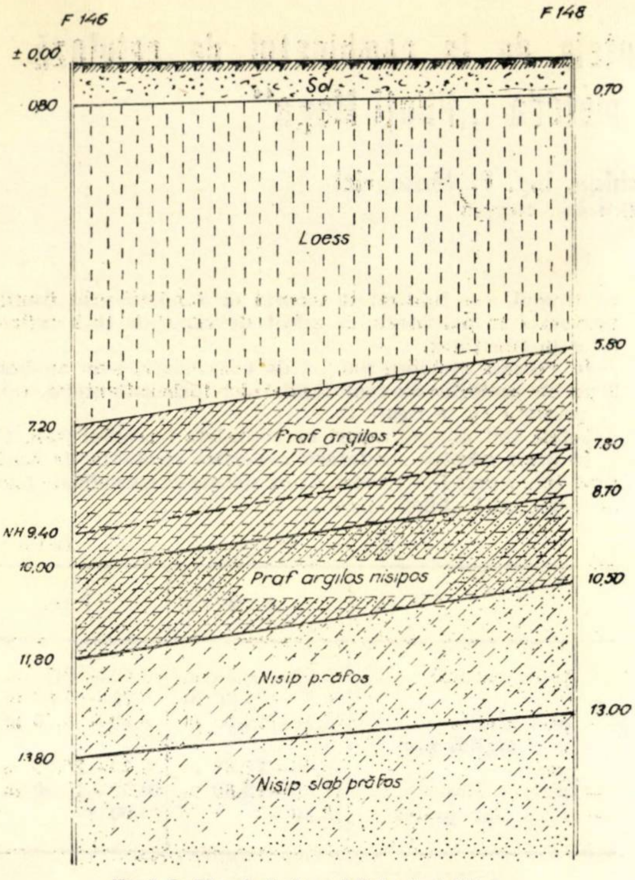


Fig 3. Profil geologic în vecinătatea fundaţiilor

În ceea ce priveşte ultimele două soluţii, mai menţionăm că ele nu oferă siguranţa obţinerii rezultatelor scontate.

Piloţi Mega : aceştia se deosebesc de ceilalţi piloţi prin două caracteristici :

a) pilotul Mega nu este un pilot continuu monolit, ci se compune dintr-o serie de segmenţi (tronsoane) prefabricaţi, asamblaţi cap la cap, pe măsura introducerii lor în teren, legătura între segmenţi făcîndu-se printr-un bolţ axial ;

b) introducerea în teren nu se face prin batere, vibrare sau forare, ci prin înfigere cu prese hidraulice.

Tronsoanele se pot confecţiona din beton armat prefabricat cu secţiune poligonală sau circulară, din tuburi sau laminate scurte. Secţiunea acestor tronsoane este în funcţie de :

— capacitatea de preluare de către lest a efortului de înfigere a pilotului (forţa dezvoltată de presa hidraulică) ;

— sarcinile ce trebuie preluate de pilot ;

— sarcinile ce trebuie transmise terenului de fundaţie.

Lungimea tronsoanelor variază în funcţie de necesităţi de la 0,60 m în sus şi în funcţie de posibilităţile de manipulare a lor.

Primul tronson care se înfige are un vîrf prevăzut cu un bolţ metalic la unul din capete (fig. 4).

Împănarea ultimului tronson al pilotului Mega în grinda de susţinere se face prin pene metalice sau prin burare cu un beton foarte vîrtos.

Lungimea unui pilot Mega este teoretic nelimitată. Pînă în prezent s-a ajuns în alte ţări la o lungime de 40 m.

Folosirea metodei piloţilor Mega este recomandabilă în special la subzidiri (sub pereţi, tălpi sau coloane de susţinere).

În anumite condiţii, se pot folosi piloţi Mega şi la construcţia fundaţiilor noi. În acest caz se utilizează drept contragreutate : clădirile vecine, sonete special construite sau sarcini mobile aşezate pe un cărucior lestat (fig. 5).

APLICAREA METODEI „PILOŢI MEGA" DE CĂTRE I.C.M.B. LA C.C.H.-CĂLĂRAŞI

În baza expertizei acad. prof. ing. A. Beleş, a proiectului întocmit de I.P.C.F.S. şi a îmbunătăţirilor propuse de constructor, consolidările fundaţiilor turbosuflantelor s-au executat în felul următor :

Lucrări pregătitoare

a. În primul rînd s-au executat, în jurul fundaţiilor turbosuflantelor, parapete din zidărie de cărămidă tencuite, pentru a împiedica deversarea în săpături a apelor din procesul de exploatare a fabricii.

b. S-au deviat conductele tehnologice din jurul fundaţiilor.

c. S-a executat săpătura pentru dezvelirea blocului de fundaţii, astfel încît să permită şi amplasarea primului tronson de pilot.

d. Pentru transmiterea sarcinii construcţiei la piloţii Mega şi pentru proptirea presei hidraulice în vederea înfigerii tronsoanelor de piloţi, s-a executat, legat de fundaţie, o grindă din beton armat (B 200) la nivelul dalei superioare.

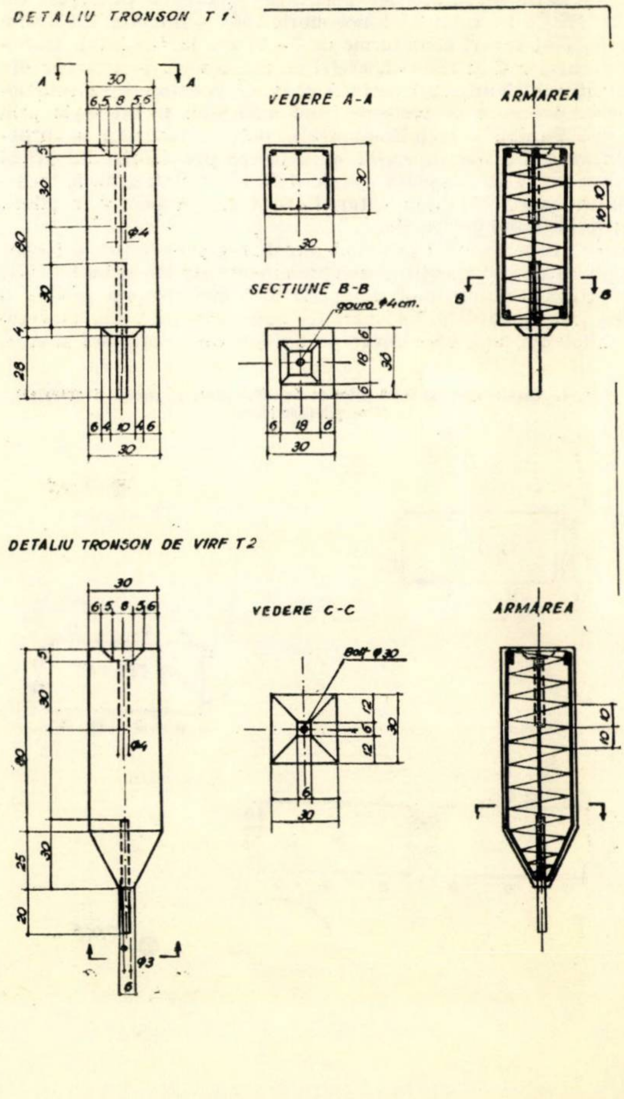
Această legătură s-a realizat prin intermediul cămăşuirii corpului fundaţiei (grindă de beton armat de 25 cm lăţime), în care scop s-a spart betonul pînă la armătura de rezistenţă (fig. 6, 7). Pentru a evita desprinderea de pe vechea fundaţie (B 90) a elevaţiei (B 170), datorită împingerilor rezultate din proptirea preselor în grinda nouă de susţinere, s-au sudat armăturile cămăşuirii la armăturile periferice ale vechiului bloc de fundaţie.

Confecţionarea tronsoanelor de piloţi

Tronsoanele de piloţi au fost confecţionate în atelierul de prefabricate al şantierului C.C.H. Călăraşi. Cele două tipuri de tronsoane, de vîrf şi intermediar T_2 şi T_1 (fig. 4, 8), sînt din beton armat B 300, cu dimensiunile de 0,30×0,30×0,80 m şi au greutatea de 220 kg per bucată.

Tronsoanele sînt prevăzute la partea superioară cu un locaş în formă de trunchi de piramidă, care în ax are cîte o gaură de Ø 40 mm şi 0,35 m adîncime. La partea inferioară, tronsonul

Fig. 4. Detalii de tronsoane ale pilotului Mega



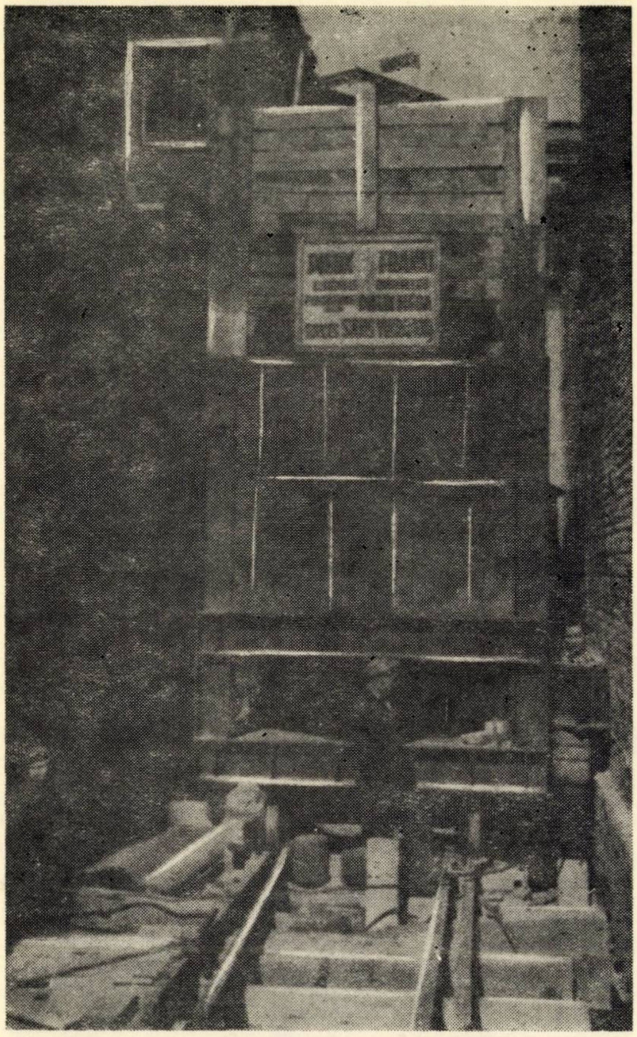
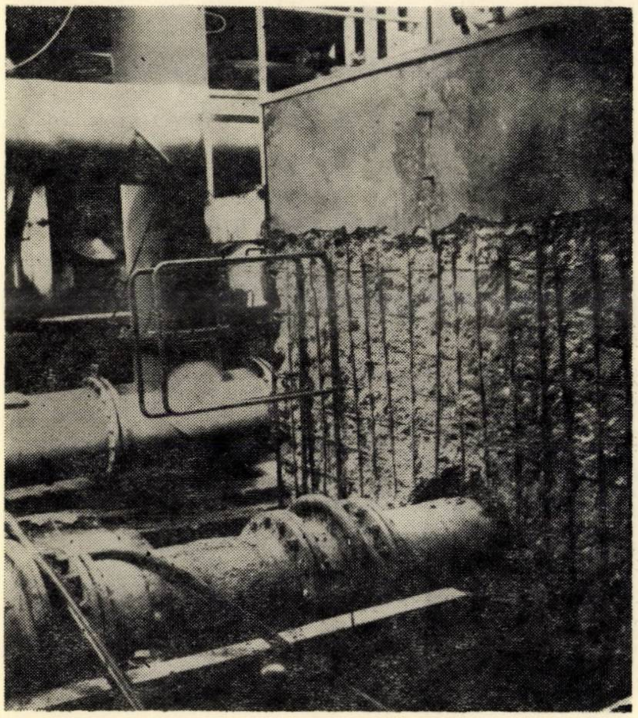


Fig. 5. Cărucior lestat

Fig. 6. Armătura dezvelită a betonului din fundație



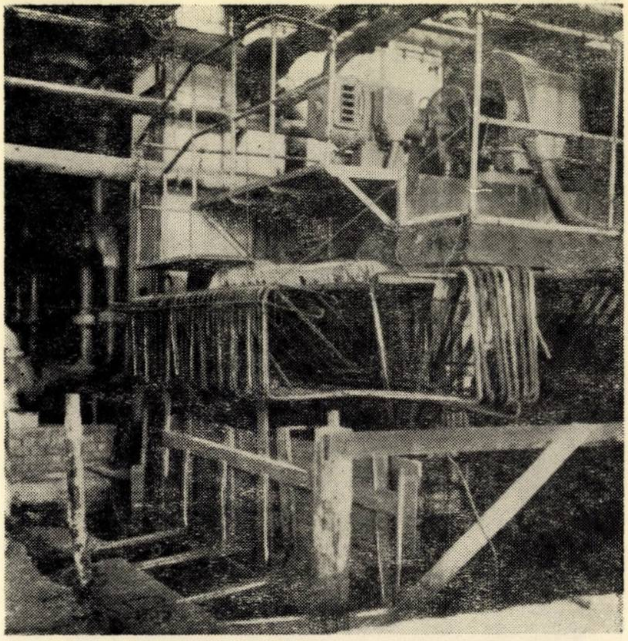


Fig. 7. Armătura grinzilor de susținere și a cămășuirii

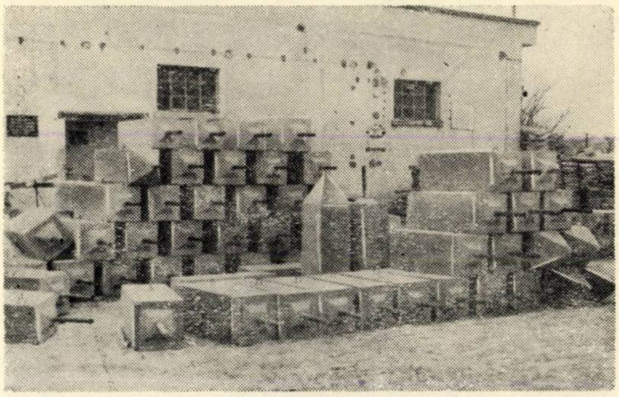


Fig. 8. Tronsoane de piloți Mega confecționate în atelierul șantierului Călărași al I.C.M.B.

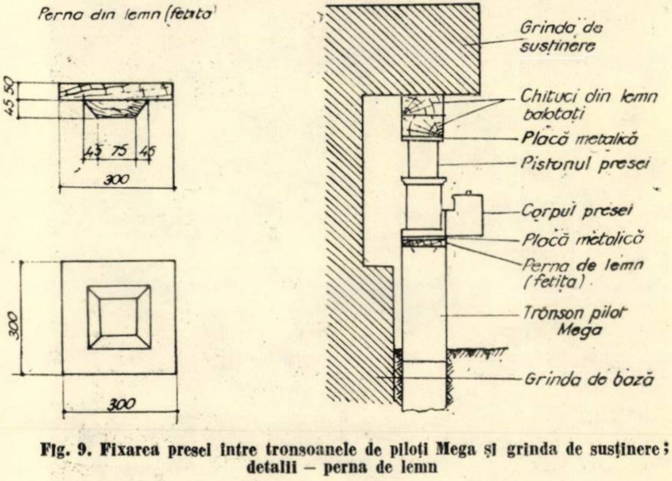

Perna din lemn (fetița)
45 50
45 75 45
300
300
300
Grinda de susținere
Chituci din lemn bolotați
Placă metalică
Pistonul presei
Corpul presei
Placă metalică
Perna de lemn (fetița)
Tronson pilot Mega
Grinda de bază

Fig. 9. Fixarea presei între tronsoanele de piloți Mega și grinda de susținere; detalii – perna de lemn

T_1 prezintă o proeminență similară ca formă cu locașul de la partea superioară, însă înălțimea trunchiului de piramidă este cu 1 cm mai mică, pentru a permite așezarea mortarului de poză, iar în ax are prevăzut un bolț de oțel Ø 30 mm și 0,28 m lungime. Tronsonul T_2 se termină la partea inferioară cu un vîrf alungit de formă piramidală, cu un bolț în ax.

Armarea tronsoanelor s-a făcut cu 8 Ø 12 și cu o freță Ø 6/10 cm (fig. 4).

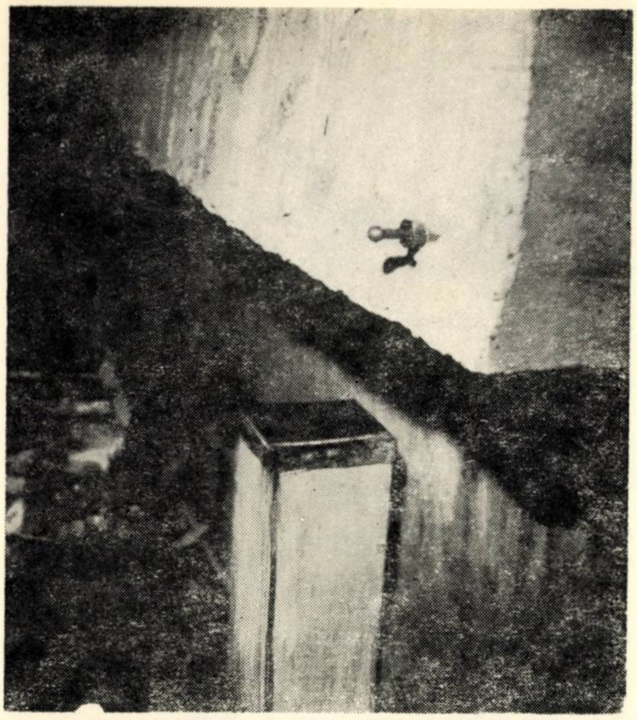
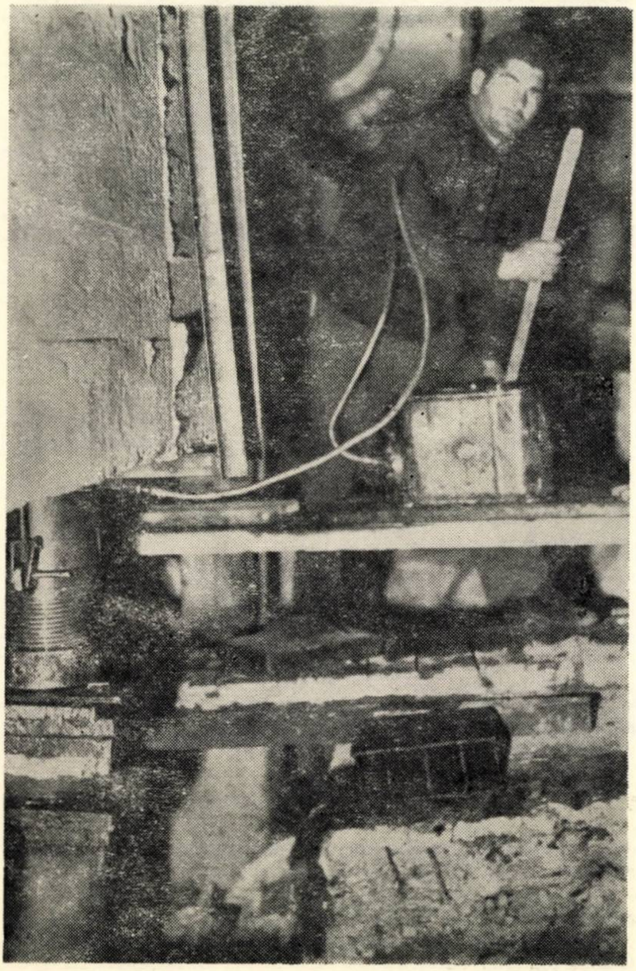


Fig. 10. Tronson de pilot cu perna de lemn (fetiță). Pe fundație se vede reperul de control tip INCERC

Fig. 11. Presa de 75 t agățată de grinda de susținere prin bride metalice, montată cu pistonul în jos



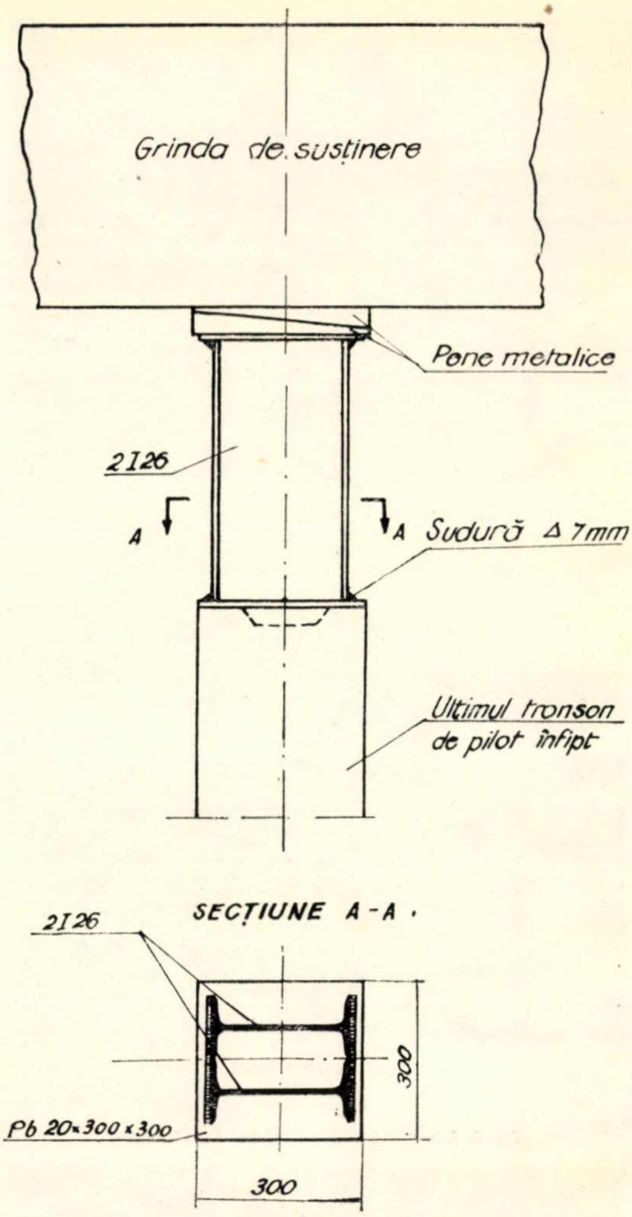
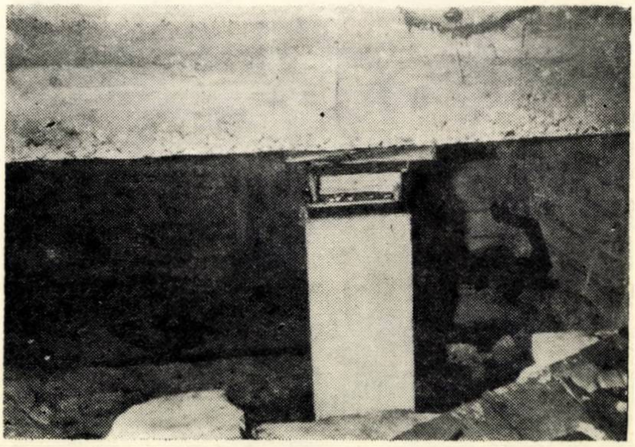

Grinda de susținere
Pene metalice
2I26
A
A
Sudură Δ 7mm
Ultimul tronson de pilot înfipt
SECȚIUNE A-A
2I26
300
Pb 20×300×300
300

Fig. 12. Dispozitiv metalic pentru împănarea definitivă a pilotului Mega

Fig. 13. Aspect al dispozitivului metalic pentru împănarea definitivă a pilotului Mega



La confecţionare s-a dat o atenţie deosebită pentru axarea bolţului, respectarea formei geometrice a locaşurilor de capete, realizarea corectă a unghiurilor suprafeţelor de contact şi obţinerea mărcii prescrise a betonului.

Înfigerea tronsoanelor

Numărul de piloţi pentru fiecare fundaţie s-a stabilit luîndu-se în consideraţie greutatea finală a construcţiei (fundaţia veche + cămăşuiala + utilajul) şi pentru un efort de 50 t per pilot.

Amplasamentul piloţilor s-a stabilit de proiectant în funcţie de posibilităţile locale (existenţa radierelor, conducte ce nu puteau fi deviate etc.).

După cum am arătat mai sus, s-a executat săpătura în jurul blocului de fundaţie pînă la cota —1,20 m, iar pentru amplasarea corectă, în dreptul pilotului, s-a adîncit săpătura de 0,30 × 0,30 × 0,30 m. La faţa locului, tronsoanele sînt numerotate cu vopsea în ordinea înfigerii, dar numai acelea care intră în operă.

Se verifică verticalitatea tronsonului cu ajutorul firului cu plumb, avînd grijă să rămînă o distanţă de cîţiva centimetri între piloţi şi marginea laterală a fundaţiei.

Deasupra tronsonului se aşază o pernă de lemn, numită fetiţă (fig. 9 şi 10), prevăzută la partea superioară cu placă metalică.

Peste perna de lemn se introduce presa hidraulică, completîndu-se spaţiul pînă la grinda de susţinere cu chituci de lemn de stejar balotaţi sau cu elemente din ţeavă Ø 200 mm cu plăci metalice sudate la capete.

Precizăm că presele folosite la înfigerea piloţilor Mega de 75 şi 100 t au fost în prealabil verificate şi etalonate pentru stabilirea echivalenţei între atmosferă şi tone la Laboratorul central al D.G.C.M.U.C.R. (tab. 2).

Presele de 100 t fiind grele, s-au manipulat cu ajutorul unor scripeţi (operaţie ce se repetă la fiecare tronson), contribuind negativ la prelungirea timpului de înfigere a piloţilor.

Pe parcurs, sistemul de manipulare a preselor a fost simplificat de constructor (I.C.M.B.), iar susţinerea presei de

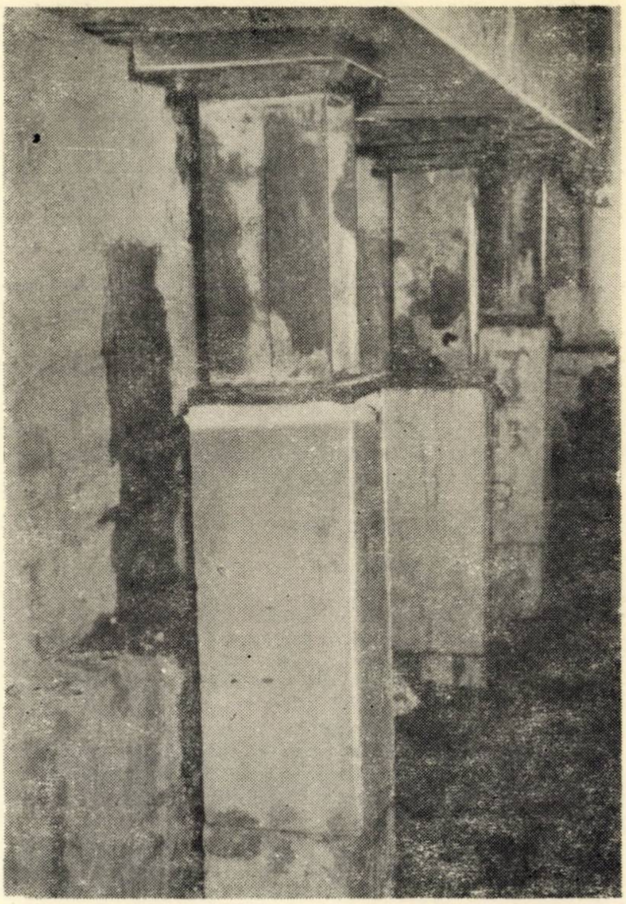


Fig. 14. Fază finală a piloţilor Mega împănaţi cu dispozitive metalice

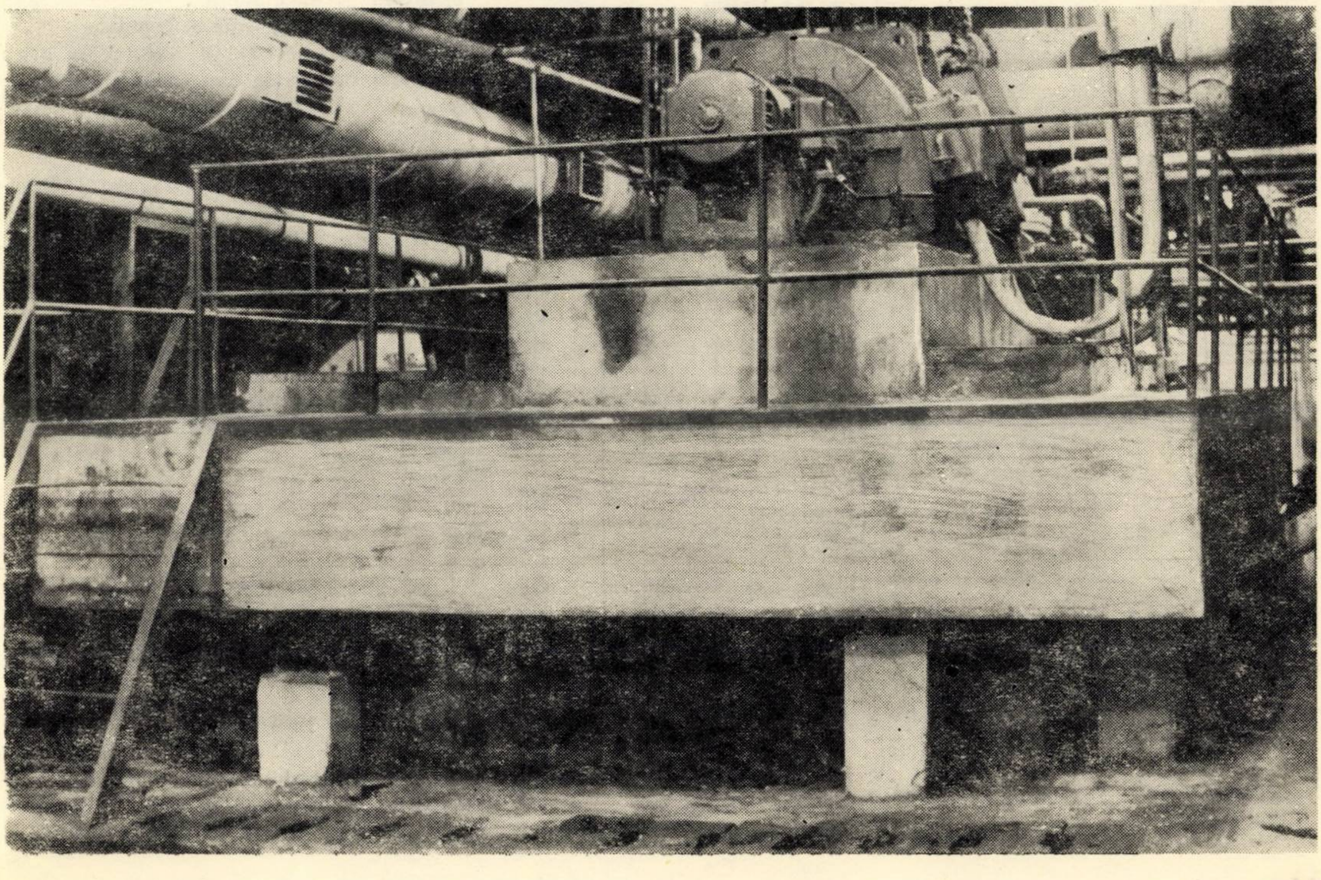


Fig. 15. Aspect general al fundaţiei consolidate cu piloţi Mega

**

Tabela 2

	Presa	
	75 t	100 t
Suprafaţă piston	154 cm²	255 cm²
Atm.	320	190
Tone	50	50

75 t s-a realizat prin agăţarea ei cu bride de grinda de beton armat, poziţia presei fiind astfel inversată (pistonul acţionînd în jos) (fig. 11).

După înfigerea primului tronson T_2 în teren, se îndepărtează chitucii, presa şi fetiţa, după care pe capul tronsonului, pe toată suprafaţa de contact se aşterne un strat din mortar de ciment de 1 cm grosime (mortarul intră şi în gaura bolţului).

Urmează înfigerea tronsoanelor următoare, după acelaşi procedeu.

Refuzul piloţilor Mega este condiţionat de obţinerea unei înfigeri sub 1 mm la o sarcină de compresiune echivalentă în cazul nostru cu 50 t, aplicată timp de 30 minute.

Spaţiul rămas liber pînă la grinda de susţinere se completează cu un dispozitiv metalic (fig. 12, 13, 14) realizat din două profile I 26 sudate la capete prin intermediul unor plăci de 20 mm grosime. Dispozitivul se împănează cu pene metalice, care se sudează între ele şi de dispozitiv.

Precizăm că este indicat ca înfigerea piloţilor cu presele hidraulice să se facă simultan pe cîte doi piloţi, aşezaţi cît mai simetric în raport cu axul fundaţiei, pentru a se evita eventualele deplasări.

În cursul operaţiilor de acţionare a preselor s-a urmărit limitarea presiunii acestora la 50 t, în vederea eliminării pericolelor de săltare a fundaţiei sau ruperii cămăşuielii de beton armat.

După consolidarea unei fundaţii cu piloţi Mega, aceasta se urmăreşte timp de şase luni prin măsurători de precizie pentru depistarea unor eventuale tasări ale fundaţiei. Dacă se constată o tasare în dreptul unui pilot, se reiau lucrările prin scoaterea calajelor, montarea preselor şi adăugarea unor noi tronsoane de piloţi pînă se obţine din nou refuzul pilotului, adică o presiune pe pilot de 50 t.

Dacă timp de şase luni nu sînt tasări, dispozitivele de împănare vor fi betonate.

Formaţia minimă folosită la fiecare unitate de lucru a fost de trei muncitori. În situaţia cînd se lucra simultan la mai mulţi piloţi, se lăsa un singur muncitor pentru deservirea presei, restul muncitorilor folosindu-se la operaţiile de pregătire a celorlalţi piloţi.

Pentru urmărirea lucrărilor s-au ţinut fişe la fiecare pilot, în care au fost specificate : cronometrarea duratei de înfigere, regimul de lucru al presei, refuzul, deficienţe etc.

Cu această metodă au fost consolidate, pînă în prezent, patru fundaţii de turbosuflante (33 piloţi Mega de circa 12 m, respectiv 15 tronsoane pe pilot). Metoda a fost extinsă şi la C.C.H.-Brăila cu aceeaşi echipă specializată la şantierul C.C.H.-Călăraşi.

Cei 10 piloţi de la fundaţia turbosuflantei de rezervă au fost înfipţi în 15 zile (14.IV.—29.IV.1965), iar cei nouă piloţi de la fundaţia turbosuflantei B au fost înfipţi în 20 zile (24.XI—14.XII. 1965).

În acest timp se cuprind şi staţionările provocate de defecţiunile tehnice, în special ale preselor.

În diagramă (fig. 16), se arată desfăşurarea în timp a operaţiilor de înfigere a tronsoanelor pilotului nr. 10 de la fundaţia turbosuflantei C. Durata de execuţie a fost de 41 h 10′ (exclusiv timpii de întreruperi provocate de defecţiuni).

GREUTĂŢI

Dacă din punct de vedere calitativ s-au obţinut rezultate corespunzătoare, nu putem spune acelaşi lucru despre viteza de execuţie a lucrărilor în comparaţie cu realizările din alte ţări. Aceasta se datoreşte mai multor cauze, din care enumerăm :

a) lipsa de experienţă în executarea unor astfel de lucrări în ţara noastră ;

b) folosirea unor utilaje (prese manuale) vechi şi uzate, dificile la manipulare, conducînd la defecţiuni repetate (înlocuiri de garnituri şi piese) ;

c) situaţia locală a impus condiţii de lucru în spaţii înguste şi în poziţii incomode ;

d) inundarea repetată a incintei de lucru prin deversarea apelor din procesul tehnologic (spargeri de conducte) etc. ;

e) abandonarea unor piloţi, din care unul a întîlnit în timpul înfigerii un radier de beton, iar la altul nu s-a obţinut refuzul nici la adîncimea de 21 m (faţă de 12 m prevăzuţi în proiect).

Neobţinerea refuzului s-ar putea explica prin discontinuitatea stratului de nisip în zona respectivă (lentilă de teren slab).

CONCLUZII

Luînd în consideraţie şi rezultatele obţinute în alte ţări prin aplicarea metodei „Piloţi Mega”, putem arăta o serie de avantaje, dintre care :

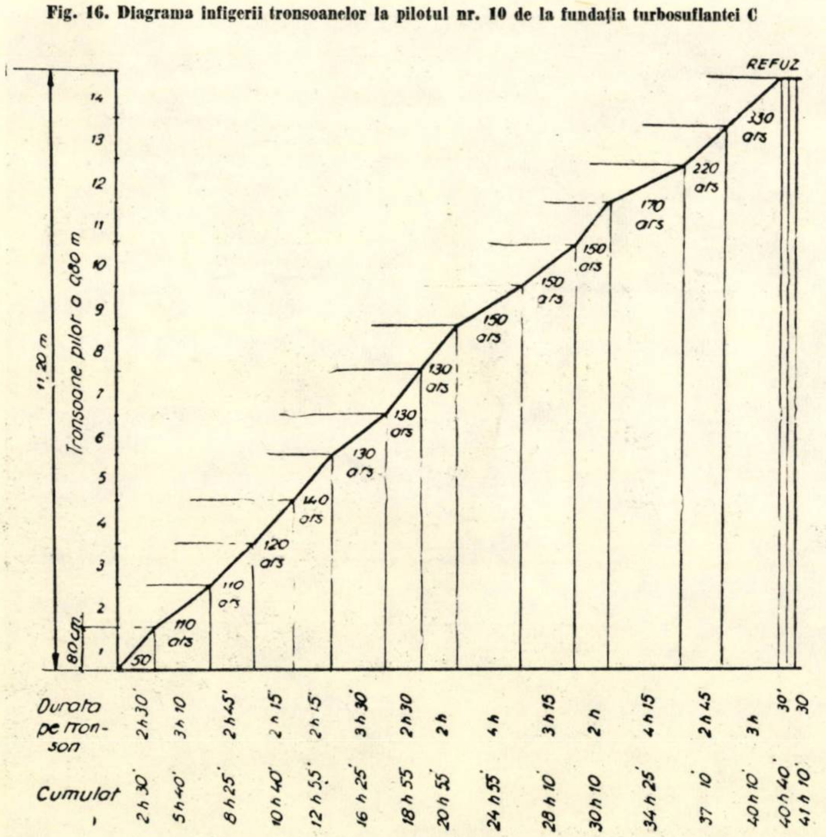
— este aplicabilă la consolidările de fundaţii, chiar şi în spaţii foarte limitate, unde altă metodă nu este posibilă ;

— se evită zdruncinăturile, perturbarea sau deteriorarea solului şi construcţiilor apropiate, dînd posibilitatea continuării funcţionării utilajelor vecine, sensibile în exploatare la trepidaţii ;

— nu necesită decît puţine materiale, ieftine şi uşor de transportat ;

— este o metodă destul de rapidă, astfel că în alte ţări s-a ajuns, folosind instalaţii adecvate şi cu un personal specializat, la o productivitate de pînă la cinci piloţi pe zi ;

Fig. 16. Diagrama înfigerii tronsoanelor la pilotul nr. 10 de la fundaţia turbosuflantei C



— dă o siguranţă mai mare în exploatare, deoarece fiecare pilot poate fi încercat la o sarcină dublă decît cea admisibilă, înaintea intrării sale în lucru.

Nu pot fi trecute cu vederea şi dezavantajele prezentate de aceşti piloţi, şi anume:

— piloţii Mega nu pot prelua sarcini orizontale şi momente încovoietoare, deoarece ei nu reprezintă o construcţie monolită cum sînt piloţii prefabricaţi sau foraţi;

— nu pot fi folosiţi în pămînturi cu stratificaţie oblică (deoarece se pot produce devieri de la verticală) şi nici în straturi compacte (marne sau calcare).

Faţă de avantajele arătate şi obţinute, recomandăm folosirea acestei metode, continuînd totodată şi cu experimentări în vederea perfecţionării utilajelor, realizîndu-se în acest fel şi instalaţii de mare productivitate, cu care să se poată executa în mod avantajos piloţi Mega şi la construcţii noi.

Primul drum pentru autobasculante de 76 tone[*]

Ing. C. Brînzeu
IPIMPC

La fabrica de ciment Tg. Jiu, intrată în funcţiune în iulie 1965, transportul principalelor materii prime, calcar şi argilă, de la carieră la fabrică, se face cu mijloace auto. Aceasta se datorează creşterii deosebite, din ultimii 15 ani, a eficienţei economice a transporturilor auto în raport cu celelalte transporturi. Cantitatea de calcar de peste 3 400 000 t pe an, necesar pentru fabricarea cimentului şi a varului în faza finală, se transportă pe un drum, în lungime de 15 km, special amenajat, pentru autobasculante foarte grele.

PROIECTAREA DRUMULUI

Acest drum a fost proiectat de I.P.C.M.C. în 1961. Eficienţa economică a ansamblului folosit la încărcarea şi transportul calcarului, excavator — autobasculantă — drum s-a calculat pentru excavatorul EKG 4 (de 4 m³ cupă) existent la fabrică şi următoarele cinci tipuri de autobasculante, singurele cunoscute la acea dată (tab. 1): Tatra 111 S 2 (10 t. c. u.), Kaelble 833 E (22 t. c. u.), Maz 525 (25 t. c. u), Kaelble 836 E (30 t. c. u.) şi Maz 530 (40 t. c. u.). Drumul a fost introdus în calcule în trei variante de traseu şi cinci variante de sistem rutier. Deşi, din punctul de vedere al eficienţei economice, autobasculanta Kaelble de 30 t. c. u. şi 53,5 tone greutate totală s-a situat detaşat pe primul loc, totuşi, în eventualitatea creşterii în viitor a sarcinii pe osie, dimensionarea sistemului rutier s-a făcut pentru autobasculanta Maz 530 de 76 t greutate totală.

Traseul adoptat evită comunele situate între fabrică şi carieră, pentru consideraţii de siguranţa circulaţiei. Drumul urcă uşor de la fabrică spre carieră, aşa că autobasculantele încărcate coboară continuu. Declivitatea medie pe primii 11 km este de 1,8 %, iar cea maximă de 3,8 %; pe rest (4 km) declivitatea medie este de 4,6 %, iar cea maximă de 6 %. Viteza de proiectare adoptată a fost de 60 km/h pe primii 11 km şi de 25 km/h pe ultimii 4 km, unde drumul urcă de la cota 415 la cota 600, cotă la care se află cariera de calcar (fig. 1).

Elementele geometrice au fost calculate astfel încît să satisfacă oricare din cele cinci tipuri de autobasculante de mai sus. S-a adoptat o platformă de 11 m şi o parte carosabilă de 8 m lăţime. În urma studiului tehnico-economic comparativ făcut între mai multe tipuri de îmbrăcăminţi rutiere (beton de ciment, beton asfaltic, pavaje de piatră cioplită sau piatră brută) s-a adoptat *îmbrăcămintea de beton de ciment*, ca fiind cea mai indicată la traficul foarte greu al acestui drum. Pe mai multe sectoare din apropierea carierei, însumînd 1,5 km, unde umpluturile erau mai mari de 2 m înălţime, s-a prevăzut un *pavaj de pavele abnorme* cu rosturile bituminate pentru a se putea reface uşor în cazul unor tasări în timp, mai mari.

Cea mai mare parte a terenului de fundaţie fiind alcătuită din pămînturi coezive, sensibile la factorul umiditate — uscăciune (argile contractile), gelive sau foarte gelive, cu capacitate portantă redusă (CBR = 3—11 %), s-au luat următoarele măsuri în ceea ce priveşte *infrastructura drumului:*

— pe 40 cm grosime, la partea superioară, umpluturile s-au prevăzut din material pietros local;

— peste patul drumului s-a prevăzut un strat anticapilar-izolator de 20 cm grosime pentru împiedicarea ridicării argilei în fundaţie, pentru ruperea ascensiunii capilare a apei subterane, pentru reducerea mişcărilor proprii ale subsolului drumului sub acţiunea factorului umezeală-uscăciune, pentru reducerea fenomenului de „pumping" (pompare) etc.;

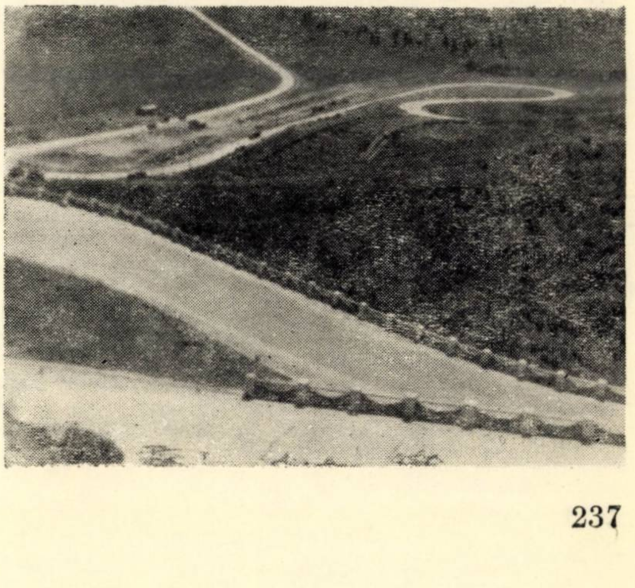
— peste stratul anticapilar-izolator s-a prevăzut o împietruire din rassel de 10 cm grosime, din piatră locală, pentru împiedicarea murdăririi stratului anticapilar în timpul circulaţiei de şantier, pentru uşurarea acestei circulaţii şi pentru reducerea fenomenului de „pumping".

Dimensionarea sistemului rutier s-a făcut pentru o sarcină pe osie de 30 t, corespunzătoare autobasculantei Maz 530. Ţinînd seamă că această autobasculantă are în spate două osii apropiate, pentru stabilirea „sarcinii echivalente pe roata izolată" (sarcina de calcul) s-au folosit abacele lui F. Quaranta publicate în Giornale del Genio Civile (dec. 1960). Raza de rigiditate relativă s-a luat din circulara MLP din Franţa Nr. 336/960 (publicată în RGRA nr. 349/961).

Pentru un modul de reacţie $K = 2$ kg/cm³ al terenului (corespunzător la un modul de deformaţie $E = 2 \times 58 = 116$ kgf/cm²), care se corectează la $Kc = 4$ kg/cm³ — ţinînd seamă de substratele de macadam şi balast, şi pentru o rază de rigiditate relativă $l = 115$ cm, a rezultat, după abacele lui F. Quaranta, o „sarcină echivalentă pe roata izolată" de 13,4 t.

Calculul grosimii dalei de beton s-a făcut, atît după metoda profesorilor Ivanov-Şehter (U.R.S.S.), cît şi după abacele „Portland Cement Association" (S.U.A.). Grosimea rezultată este de 30 cm şi s-a prevăzut a se executa în două straturi

Fig. 1. Sectorul de drum în serpentină (km 11 – 15)



---

[*] În octombrie 1963 în revista „Civil Engineering and Works Review" se descrie un drum din Anglia pentru transportul de minereu cu autobasculante de 40 t capacitate utilă.

de cîte 15 cm, pentru a se putea obține o bună comprimare cu vibrofinisoarele cu lamă. Betonul din ambele straturi va avea marca B 400 și o rezistență la întindere din încovoiere la 28 zile de 45 kg/cm ^{2}.

Îmbrăcămintea de beton de ciment este alcătuită din două benzi de cîte 4 m lățime, încadrată cu benzi de 0,50 m lățime din piatră brută eruptivă pe fundație de beton. Între benzi s-au prevăzut rosturi de contact în care s-au introdus ancoraje din oțel torsionat la distanță de 1,50 m unul de altul, în scopul de a împiedica deplasarea în sens lateral a dalelor și a menține aceleași cote pentru marginile dalelor alăturate. Ancoraje s-au prevăzut și în cele două rosturi de contact cu benzile de încadrare. La 24 m, respectiv 36 m, în funcție de temperatura mediului ambiant din timpul turnării betonului, s-au prevăzut rosturi transversale de dilatație, iar din 6 în 6 metri rosturi de contracție. Pentru realizarea unui beton cu caracteristicile de mai sus, s-a prescris prin proiect : agregate din criblură, 400 kg ciment la 1 m^3, raportul A/C = = 0,40 — 0,45 și vibrarea în două straturi cu vibrofinisoare cu 4 000 vibrații pe minut.

Profilele transversale tip sînt arătate în figurile 2 și 3, iar sistemul rutier în figura 4. În general, drumul este situat într-un rambleu de circa 1 m înălțime, ceea ce-i asigură o bună viabilitate, împiedicînd înzăpezirea lui.

Lucrări de artă și accesorii. S-au proiectat pentru noile sarcini și s-au executat :

— 28 podețe dalate cu lumina de 1—6 m, calculate pentru 30 t sarcină pe osie ;

— 12 000 m^3 ziduri de sprijin de taluz sau picior din zidărie de piatră brută cu mortar de ciment ;

— 3 500 m drenuri longitudinale sub șanțuri ;

— 1 900 m parapet masiv.

S-au mai proiectat lucrări de consolidarea taluzurilor prin drenuri de suprafață, brăzduiri și însămînțări, plantații de stejar roșu american și nuci, lucrări de stingerea torenților și drumuri laterale.

Valoarea lucrărilor necesare construirii drumului, exclusiv atelierul mecanic pentru repararea și întreținerea zilnică a autobasculantelor, stația de combustibil și iluminatul drumului se ridică la 36,4 milioane lei, ceea ce revine la un cost mediu de circa 2 400 000 lei/km. Ținînd seamă că drumul se desfășoară pe 4 km în teren muntos foarte accidentat și că sarcinile și gabaritul autobasculantelor sînt foarte mari în raport cu cele obișnuite, costul lucrărilor nu apare exagerat.

Eficiența economică a transportului calcarului a fost calculată pentru fiecare din cele trei tipuri principale de autobasculante. Din examinarea parametrilor respectivi a reieșit că autobasculanta Kaelble (fig. 5) se situează pe primul loc, avînd un preț de cost al transportului și o investiție totală mai mică decît autobasculanta Maz 530 și o productivitate sensibil egală cu a acesteia. În ceea ce privește autobasculanta Tatra, aceasta conduce la un preț de cost al transportului mai mare decît la celelalte autobasculante și la o productivitate pe jumătate. Diferența de investiție în plus, necesară în cazul autobasculantei Kaelble, de 58 603 000 — 49 148 000 = = 9 445 000 lei se amortizează în mai puțin de 9 445 000 : 2 400 000 × (6,29 — 5,04) = 3,15 ani, deoarece investiția în autobasculante Tatra trebuie considerată în realitate mai mare, capacitatea lor utilă și rezistența benei nearmonizîndu-se cu excavatorul EKG 4 (ceea ce conduce la o durată de serviciu a lor mai mică).

Din studiul parametrilor eficienței economice se mai constată că :

— salariile personalului folosit la transporturile auto (conducători auto, personal de întreținerea și repararea zilnică a autobasculantelor și drumului etc.) scade substanțial cu creșterea capacității utile a autobasculantei ;

— cheltuielile de funcționare a autobasculantelor reprezintă mai mult de 1/3 (45—37 %) din prețul de cost al transportului și scad de asemenea cu creșterea capacității utile a autobasculantei ;

— cota de amortizare a autobasculantelor reprezintă de asemenea foarte mult, 28—33 %, din prețul de cost al transportului și aceasta datorită, pe de o parte, prețului ridicat al autobasculantelor de mare capacitate utilă (circa 40 lei/kg de greutate moartă), iar pe de altă parte, cotei legale de amortizare de 18 %, evident exagerată în raport cu alte utilaje asemănătoare (locomotive 3,3 %) ;

Tabela 1

Tipul de autobasculantă	UM	Dumper DC 5A	IAZ 22	TATRA 13883	KLOKNER HUMBOLDT DEUTZ	KAELBLE 833 E	MAZ 525	BELAZ 540	BERLIET T. 25	KAELBLE 836 E	MAZ 530	BELAZ 548	BERLIET T 60	BERLIET T 100
Proveniența		R.S.C.	U.R.S.S.	R.S.C.	R.F.G.	R.F.G.	U.R.S.S.	U.R.S.S.	Franța	R.F.G	U.R.S.S.	U.R.S.S.	Franța	Franța
Sarcina utilă	t	10	10	12	16	22	25	27	28	30	40	40	60	100
Basculare		Spate	Spate	3 laturi	Spate	Spate	Spate	Spate	Spate	Spate	Spate	Spate	Spate	Spate
Total osii	buc	3	3	3	3	3	2	2	2	3	3	2	2	3
Osii motoare	buc	3	2	3	3	3				3	2			
Greutate proprie	t	9,6	12,2	10	13,9	17,3	24,4	21	23	23,6	36	26	40	65
Sarcina pe osia din spate	t	2×8	2×9	2×8,5	2×12,2	2×15,6	32,40	1×32,4	34	2×21,5	2×30,3	—	65	2,65
Lungimea	mm	8 150	8 190	7 400	7 855	7 970	7 400	7 200	7 260	8 550	10 500	—	9 400	11 850
Lățimea	mm	2 500	2 650	2 450	2 500	2 495	2 450	3 500	3 417	3 100	3 450	3 700	4 700	5 430
Înălțimea	mm	2 600	2 760	2 570	2 980	2 875	2 570	3 415	3 485	3 100	3 670	—	4 200	4 300
Raza minimă	m	7,5	10,5	7,5	9,5	—	11,5	8,32	7,75	11	14	—	11	13
Puterea motor	CP	180	165	180	180	240	300	360	320	300	450	520	825	825
Viteza maximă	km/h	51,50	47	70	46	57	30	53	55	45	22	55	42	40

— cota de amortizare a investiției în construcția drumului de circa 10 % din prețul de cost este relativ modestă în raport cu celelalte cheltuieli și ținînd seama că circulația pe drumuri modernizate reduce substanțial cheltuielile de funcționare a autobasculantelor, trebuie ținut seamă că investiția în drumuri moderne se amortizează în scurt timp prin economia ce se realizează la prețul de cost al transportului.

EXECUTAREA DRUMULUI

Drumul s-a executat de Întreprinderea 6 construcții Craiova din Ministerul Industriei Construcțiilor, întreprindere care executa în același timp și fabrica de ciment propriu-zisă. Această întreprindere nefiind specializată în construcții de drumuri moderne, i s-a acordat o asistență tehnică asiduă din partea proiectantului (I.P.C.M.C.).

Executarea infrastructurii a comportat efectuarea unor mari cantități de terasamente (circa 350 000 m³ săpături, din care 150 000 m³ în stîncă și 250 000 m³ umpluturi). Aceste lucrări s-au executat mecanizat în proporție de peste 80 %. Prefabricatele pentru podețe și drenuri s-au turnat într-un poligon de șantier.

Verificarea capacității portante a infrastructurii drumului s-a făcut prin determinarea săgeților deformației elastice cu ajutorul deflectometrului și prin încercări cu placa.

Încercările s-au făcut la început de Institutul de cercetări al Ministerului Transporturilor, apoi de Laboratorul central I.P.C.M.C. și, în fine, de constructor. Valorile limită luate în considerație la analizarea datelor obținute *cu deflectometrul* au fost :

— l_{max} la nivelul patului (terasament) = 1,5 mm
— l_{max} la nivelul substratului anticapilar din balast = 1,2 mm
— l_{max} la nivelul fundației din rassel = 0,8 mm.

S-a considerat o uniformitate acceptabilă de execuție a stratului de rassel, cînd ecartul dintre valorile minime și maxime a fost mai mic de 0,30 mm în profil transversal și de 0,50 mm în profil longitudinal.

S-au făcut numeroase citiri cu deflectometrul în toamna anului 1962, în primăvara și toamna anilor 1963 și 1964, în axul drumului și la 3 m pe dreapta și stînga, revenindu-se cîteodată de mai multe ori pe sectoarele cu citiri necorespunzătoare. S-au luat măsuri de completarea compactării pînă cînd valorile deflexiunilor elastice s-au încadrat în limitele fixate.

În ceea ce privește *încercările cu placă* s-au calculat următoarele valori :

— coeficientul patului K (coeficientul de reacție al lui Westeergard), obținîndu-se 11 valori cuprinse între 7,42 și 31,30 kgf/cm³. În calculul dimensionării îmbrăcăminții de beton de ciment s-a luat $K = 4$ kg/cm³ ;

— modulul de compresiune M conform normelor elvețiene V.S.S., obținîndu-se 11 valori cuprinse între 345 și 1 925 kgf/cm² ;

— factorul de îndesare T, obținîndu-se șase valori cuprinse între 1,00 și 1,93 și o valoare 2,12. Acest factor care caracterizează compactitatea materialelor din straturile rutiere cu granulație mare trebuie să fie sub 2 ;

— modulul de deformație DORNII Eo, obținîndu-se două valori și anume 330 și 530 kgf/cm². În calculul de dimensionare a sistemului rutier s-a considerat modulul echivalent al terenului + fundație de 300 kgf/cm².

Se observă că ipotezele făcute la proiectare au fost găsite acoperitoare prin încercările cu placa.

Executarea îmbrăcămintii s-a făcut cu betoane preparate în două stații fixe de cîte patru betoniere a 450 l, instalate la km 1 și km 11 al drumului. Cimentul și agregatele (nisip și pietriș din balastierele Ionești și Slătioara, criblură din carierele MTTc) au fost aduse pe CF la km 1 și apoi cu transport auto la stația de la km 11.

O parte din criblură s-a confecționat într-o stație proprie instalată la km 11, din granit adus din cariera locală Sohodol.

Dozarea agregatelor, făcută la început în volume, s-a transformat apoi în dozare gravimetrică. La fiecare stație de betoane a funcționat cîte un laborator de șantier pentru controlul materialelor și al betoanelor. Vibrarea celor două stra-

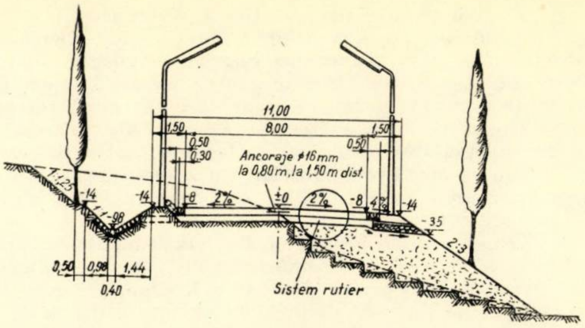


Fig. 2. Profil transversal tip nr. 1

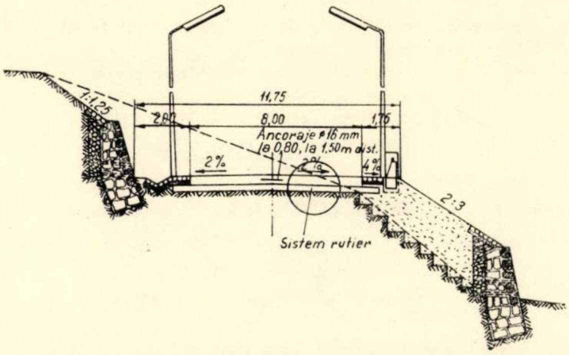


Fig. 3. Profil transversal tip nr. 2

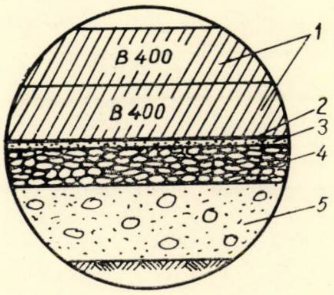
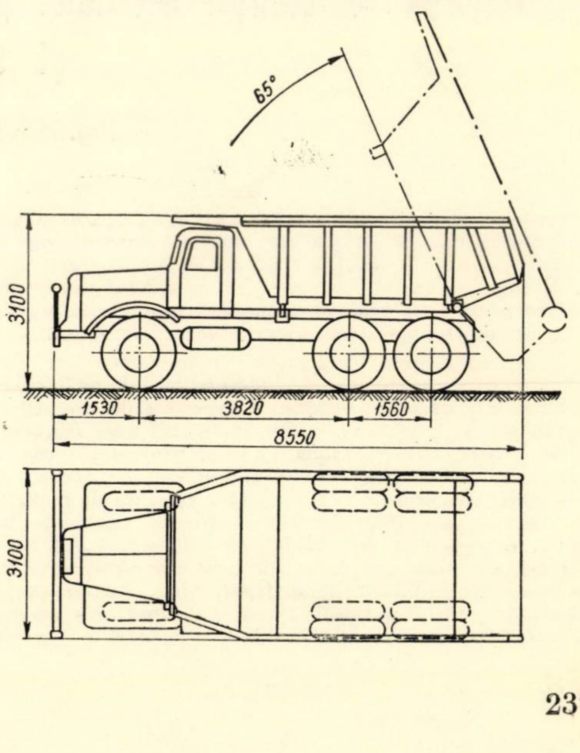


Fig. 4. Sistem rutier

1 — beton de ciment B 400 în grosime de 30 cm executat în două straturi de 15 cm fiecare ; 2 — hîrtie specială Kraft ; 3 — nisip pilonat ; 4 — 10 cm macadam din piatră spartă locală ; 5 — 10 cm strat anticapilar izolator

Fig. 5. Autobasculanta „Kaelble" de 30 t capacitate utilă



turi ale îmbrăcăminţii de beton de cîte 15 cm grosime s-a făcut cu patru vibrofinisoare tip SBF 4, importate din R.D.G., cu lăţime de lucru de 4 m şi 4 000 vibraţii/minut. Deplasarea vibrofinisoarelor s-a efectuat pe longrine metalice cu înălţime de 30 cm, special confecţionate pentru această lucrare. Rosturile de dilataţie şi contact s-au executat după metodele vechi. Rosturile de contracţie s-au executat atît prin metoda veche, cu montarea unei piese de lemn la partea inferioară, cît şi după o metodă nouă constînd din introducerea în betonul proaspăt a unui carton asfaltat, pe 10 cm adîncime (cu ajutorul unui cuţit vibrator).

Verificarea calităţii betoanelor din îmbrăcăminte. Laboratorul I.P.C.M.C. a extras din îmbrăcăminte 44 carote cu maşina de carotat Craelius Percar (Franţa), atît în poziţie orizontală, cît şi în poziţie verticală. Carotele au avut diametre de 5,1 cm, 7,5 cm şi 10 cm şi au fost luate atît din stratul de uzură al îmbrăcăminţii, cît şi din cel de rezistenţă. După prelucrare, carotele au fost încercate la compresiune şi la întindere (prin metoda braziliană).

Interpretînd rezultatele încercărilor conform STAS 1275/62, s-a obţinut :

— rezistenţa la compresiune medie aritmetică

$$\overline{x} = \frac{\sum_{1}^{n} xi}{n} = 458 \text{ kg/cm}^2$$

— abaterea medie pătratică a valorilor rezistenţelor

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{1}^{n} (xi - \overline{x})^2}{n}} = 86$$

— coeficientul de variaţie al valorilor rezistenţelor

$$C_v = \frac{S}{x} = \frac{86}{458} = 0{,}188$$

— rezistenţa caracteristică a betonului

$$R^K = 458\ (1 - 1{,}645 \times 0{,}188) =$$

$$= 317 \text{ kg/cm}^2 > 280 \text{ kg/cm}^2 = 0{,}7\ Rb$$

— coeficientul de omogenitate $Kb = \frac{Ro^K}{Rb} = \frac{200}{400} =$

$= 0{,}5 < 0{,}65.$

Rezultă o rezistenţă la compresiune caracteristică a betonului bună, însă o împrăştiere cam mare a rezultatelor $Kb = 0{,}5$ în loc de $Kb > 0{,}65$).

În ceea ce priveşte rezistenţa la întindere din încovoiere s-au efectuat 4 încercări prin metoda braziliană, obţinîndu-se următoarele rezultate : 84,5 ; 53,0 ; 61,2 şi 61,0 kg/cm², toate superioare rezistenţei prescrise de 45 kg/cm².

CONCLUZII

Proiectarea şi executarea primului drum pentru autobasculante de 76 t constituie o experienţă deosebită, nu numai pentru drumurile industriale, dar chiar şi pentru celelalte drumuri cu trafic greu şi intens. Realizarea unui drum cu un trafic brut de peste 30 000 t pe zi, adică de cinci ori mai mare ca al celui mai circulat drum naţional din ţară, dimensionarea sistemului său rutier pentru o sarcină pe osie de peste 30 t, adică de 2,3 ori mai mare decît cea mai mare sarcină pe osie (13 t) folosită la dimensionarea drumurilor naţionale de clasa I constituie aspecte cu totul noi, care pot transforma acest drum într-o ,,şosea laborator'' la care să se urmărească nu numai modul de comportare a celor două feluri de îmbrăcăminţi rutiere realizate sub acţiunea unor sarcini neobişnuit de mari, dar şi modul de comportare a unor lucrări noi introduse la acest drum, ca : ancoraje la rostul longitudinal central şi la cele marginale (cu benzile de încadrare), rosturi de contracţie subţiri din carton asfaltat, rosturi de dilataţie la 36 mm distanţă, iluminarea etc. Pe de altă parte, prin realizarea acestui drum, care permite circulaţia unor autobasculante de mare capacitate utilă, se obţin nişte indicatori tehnico-economici care dovedesc o substanţială creştere a eficienţei economice a transporturilor auto. O dată cu el a apărut o categorie nouă de drumuri industriale, pe care circulă autovehicule speciale, cu sarcini şi gabarite mult mai mari decît cele obişnuite, drumuri care conduc de multe ori la cea mai mare eficienţă economică a transporturilor.

Mărirea rezistenţei betonului prin asocierea efectelor de subpresiune şi suprapresiune

Ing. Roman Skrzynski (Polonia)

Extragerea unei părţi a apei din beton, concomitent cu exercitarea unei presiuni asupra masei betonului, provoacă mărirea rezistenţei acestuia, mărire ce influenţează pozitiv dimensionarea elementelor de construcţie. Această constatare rezultă din relaţia generală cunoscută între rezistenţa betonului şi raportul apă-ciment din compoziţia betonului.

La centrul de construcţii civile şi hidrotehnice de la Facultatea de construcţii sanitare şi hidrotehnice de pe lîngă Politehnica din Varşovia, condusă de profesor dr. Boretii Zygmunt, s-a luat în studiu problema găsirii unei metode eficiente pentru extragerea apei din masa betonului în cantitate prestabilită şi ocuparea volumului liberat de aceasta prin comprimarea betonului. Ca măsură a gradului de realizare a acestui scop s-a admis compararea creşterii rezistenţei betonului, determinată prin calcul pe baza cantităţii de apă extrasă din masa betonului, cu creşterea efectivă stabilită pe baza măsurării eforturilor distructive. Rezultatele apropiate dintre măsurători şi calcul dovedesc compactarea corespunzătoare a betonului, cu valorificarea deplină a raportului ciment-apă mărit, provocat de extragerea apei din masa betonului.

Insuficienta compactare a masei betonului dovedeşte că volumul rămas după extragerea apei din beton nu a fost complet umplut ; din această cauză, rezistenţa betonului va fi mai mică decît rezistenţa definită prin raportul ciment-apă, mărit datorită extragerii apei.

Ca indicaţie suplimentară a realizării acestui scop s-a luat raportul dintre reducerea masei betonului şi volumul apei extrase, egal aproximativ cu unitatea.

Corelaţia între creşterea rezistenţei betonului, provocată de extragerea apei, şi cantitatea apei extrase din masa betonului este definită prin formula stabilită pe baza relaţiei cunoscute a lui Bolomey pentru rezistenţa de compresiune a betonului după 28 zile :

$$R = A \left(\frac{C}{W} - 0{,}5 \right) . \qquad (1)$$

Astfel, din cauza extragerii apei din masa betonului ΔW, rezistența acestui beton se va mări cu ΔR și va fi :

$$R + \Delta R = A\left(\frac{C}{W - \Delta W} - 0{,}5\right). \qquad (2)$$

După scăderea membru cu membru a formulei (2) din (1), care reprezintă rezistența inițială a betonului (înainte de extragerea apei), se obține corelația care definește rezistența după extragerea corespunzătoare a apei :

$$\Delta R = A\left(\frac{C}{W - \Delta W} - \frac{C}{W}\right). \qquad (3)$$

Împărțind membru cu membru expresia (3) cu (1), înmulțind cu 100 și făcînd operațiile aritmetice respective, se obține :

$$100\,\frac{\Delta R}{R} = 100\,\frac{C\Delta W}{(W - \Delta W)(C - 0{,}5\,W)}, \qquad (4)$$

în care :

ΔR este creșterea rezistenței R;
ΔW — cantitatea apei extrasă din unitatea de volum a masei de beton;
C — cantitatea de ciment din unitatea de volum a masei de beton înainte de extragerea apei;
W — cantitatea de apă din unitatea de volum a masei de beton înainte de extragerea apei.

Din formula (4) se vede că, creșterea procentuală a rezistenței betonului este :

— independentă de marca cimentului;

— direct proporțională cu cantitatea de ciment și cu cantitatea de apă extrasă;

— indirect proporțională cu cantitatea de apă rămasă în masa betonului (după extragerea cantității de apă prestabilite) și cu greutatea cimentului redusă cu jumătate din greutatea apei de amestecare.

Comparînd creșterea teoretică a rezistenței betonului, calculată pe baza acestei formule, cu creșterea rezistenței betonului, determinată prin încercarea la rupere a corpurilor de probă, s-a evidențiat că toate rezultatele obținute la experimentări au fost asemănătoare.

De asemenea, raportul reducerii volumului corpurilor de probă față de volumul apei extrase s-a dovedit a fi aproape egal cu unitatea.

Rezultatele obținute ca medie din măsurători asupra a șase serii a cîte șase epruvete executate din beton cu ciment Portland 250 și ciment metalurgic 250 sînt arătate în tabela 1.

După cum se vede, rezultatele pe corpuri de probă standardizate și rezultatele pe corpuri de probă avînd înălțimea dublă sînt asemănătoare.

Din cercetările făcute, se vede că rezistența betonului la compresiune după 28 zile a crescut cu 60 % în urma extragerii a circa 30 % apă de amestecare și comprimarea corespunzătoare a masei betonului.

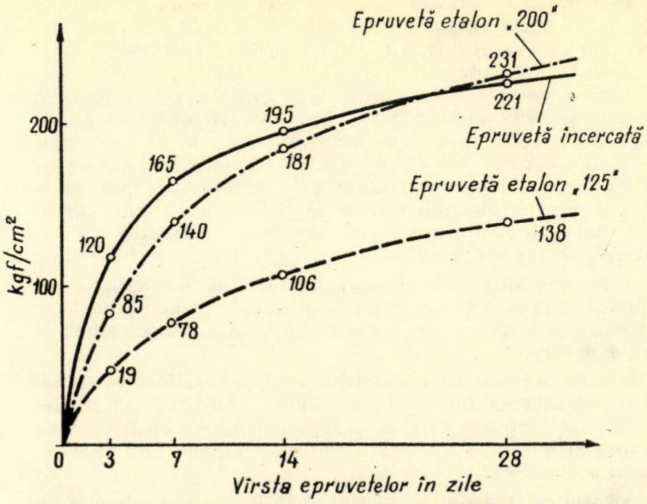


Fig. 1. Curbele creșterii rezistențelor epruvetelor standardizate de ⌀16 cm și h = 16 cm din betoane cu marca calculată de „125" cu ciment Portland 250 supuse la subpresiune și suprapresiune, precum și din betoane marca „125" și „200" nesupuse acestor acțiuni

Pentru cercetări s-au folosit betoane a căror compoziție a fost stabilită în vederea obținerii rezistenței la compresiune de 200 kgf/cm² după 28 zile și avînd consistența vîrtos-plastică, aceste betoane fiind din cele care în mod obișnuit sînt folosite la executarea elementelor prefabricate.

Pentru verificarea rezultatelor s-a stabilit rețeta unui beton a cărui rezistență la compresiune după 28 zile să fie de 120 kgf/cm², cu consistență vîrtos-plastică, din care s-a extras apa, astfel încît rezistența după 28 zile să crească la 200 kgf/cm², adică în proporția obținută la încercările anterioare.

Creșterea rezistenței la epruvetele realizate din acest beton din care s-a extras apa s-a comparat cu creșterea rezistenței unor epruvete executate din două feluri de betoane din care nu s-a extras apa, și anume : epruvete făcute din beton avînd rezistența la compresiune după 28 zile egală cu 125 kgf/cm² și altele din beton cu rezistență egală cu 200 kgf/cm².

Epruvetele executate din beton cu rezistență proiectată egală cu 125 kgf/cm² din care s-a extras apă au ajuns la rezistența mărită prevăzută, adică la 200 kgf/cm². La aceste epruvete creșterea inițială a rezistențelor a fost mai rapidă decît la epruvetele de comparație (fig. 1).

Acest fapt este ilustrat în figura 1, în care se vede că epruvetele etalon executate din beton cu rezistență proiectată de 125 kgf/cm² au ajuns la aceste rezistențe, iar epruvetele proiectate pentru rezistențe de 200 kgf/cm² au ajuns la rezistențe apropiate de valoarea proiectată.

Epruvetele care au fost realizate din beton proiectat pentru 125 kgf/cm², dar din care s-a extras apa, au ajuns la rezistențe de 200 kgf/cm², ceea ce înseamnă că au obținut o depășire a rezistenței egală cu 60 %, prezentînd și o reducere a cantității de ciment de 30 %, față de cantitatea de ciment din betonul epruvetelor etalon, proiectat pentru rezistențe de 200 kgf/cm², dar din care nu s-a extras apă.

Tabela 1

Creșterea rezistenței betonului după 28 de zile în procente reale și calculate

P = CIMENT PORTLAND
H = CIMENT METALURGIC

Nr. crt.	Felul și marca cimentului	Factorul ciment	Dimensiunile epruvetelor (cm)		Cantitatea medie de apă extrasă (cm³)	Media reducerii volumului epruvetei (cm³)	Procentul creșterii rezistenței la 28 zile	
			Diametrul	Înălțimea			obținut	calculat
1	P.250	2,1	16	16	163	154	60	63
2	H.250	2,1	16	16	166	158	60	64
3	P.250	2,1	16	32	320	309	57	61
4	H.250	1,8	16	32	351	341	75	80

Pe bază de măsurători periodice făcute asupra epruvetelor de beton din care s-a extras apă, cît și asupra acelora din care nu s-a extras apă, s-a stabilit o relație funcțională între rezistența betonului și timpul lui de întărire, fixîndu-se și limitele ei de valabilitate. Acest fapt este ilustrat în figura 2, în care graficul de jos se referă la epruvetele de beton etalon din care nu s-a extras apă, iar graficul de sus la epruvetele de beton din care s-a extras apă. Extragerea apei din beton și comprimarea lui s-au realizat prin aplicarea asupra epruvetelor a unei subpresiuni egale cu 700 mm Hg și unei suprapresiuni egale cu 4 atmosfere, concomitent cu o scurtă vibrare, în scopul ruperii echilibrului interior din masa betonului.

Valorile subpresiunii și suprapresiunii, durata acțiunii lor, momentul în care s-a aplicat vibrarea au fost stabilite pe baza încercărilor inițiale, care au avut ca scop stabilirea parametrilor optimi.

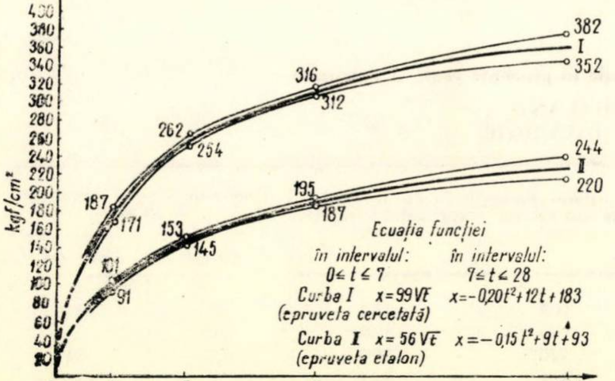
În vederea supunerii epruvetelor proaspete acțiunii concomitente de subpresiune și suprapresiune s-au proiectat și executat tipare etanșe care au permis extragerea apei, comprimarea betonului, precum și decofrarea rapidă, fără deteriorare, a probelor.

Alcătuirea tiparului este arătată în figura 3. El are forma unui cilindru executat dintr-un tub de oțel cu pereții groși și cu diametrul interior ceva mai mare de 16 cm, din care s-a tăiat o fantă în lungul unei generatoare, astfel încît, după aplicarea unei garnituri pentru etanșare și strîngere, diametrul interior să fie exact de 16 cm. După încetarea acțiunii de strîngere, datorită elasticității tubului de oțel, epruveta cilindrică se poate scoate fără deteriorare. Forma are fundul prevăzut cu un dispozitiv de filtrare și extragere a apei din epruvetă. Pentru acest scop construcția părții filtrante a fundului se compune din următoarele straturi : pînză, tablă perforată, plasă de sîrmă și pîslă. Fundul propriu-zis are un orificiu pentru scurgerea apei. Capacul tiparului este despărțit de epruveta de beton printr-o membrană elastică care transmite acesteia presiunea exercitată între capac și membrană. Piesele care alcătuiesc tiparul se îmbină etanș, constituind un element întreg, care se fixează cu șuruburi de masa de laborator.

Fundul tiparului este legat printr-un tub elastic la un vas de sticlă în care se strînge apa extrasă și care permite observarea procesului de extragere a apei din beton. Capacul tiparului este legat tot printr-un tub elastic la o conductă de distribuire a presiunii. Masa de laborator este adaptată pentru pregătirea concomitentă a unei serii de șase, respectiv 12 epruvete.

În vederea creării posibilității de distrugere a echilibrului interior din masa betonului, pe masa de laborator este instalat un vibrator mobil. Suprapresiunea este asigurată printr-o pompă de presiune, un vas de presiune și conducta de distribuție. Suprapresiunea se realizează printr-o pompă de vid prevăzută cu un tub colector la care sînt legate ramificațiile introduse în vasele de sticlă în care se strînge apa extrasă. Schema instalației este arătată în figura 4.

Fig. 2. Curbele care reprezintă relația funcțională între rezistența betonului și timpul lui de întărire, precum și limitele ei de valabilitate



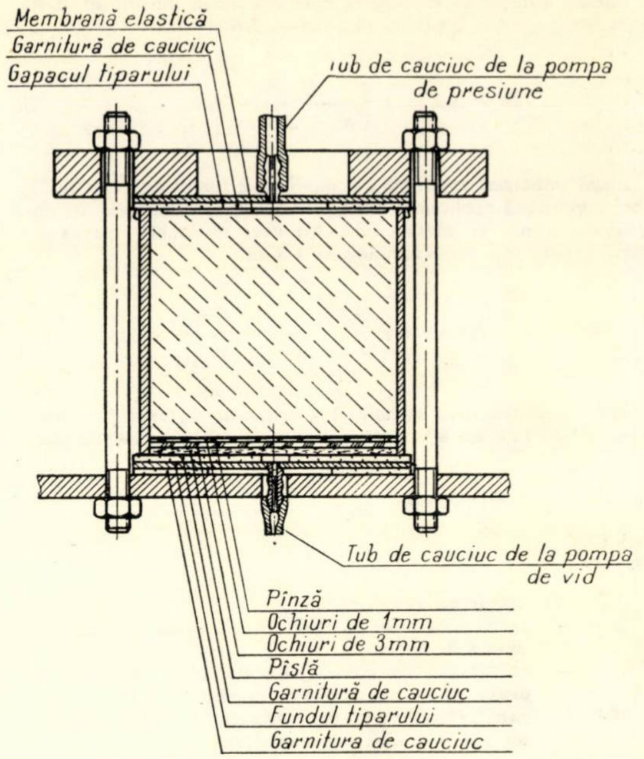


Fig. 3. Tipar pentru extragerea apei cu comprimarea concomitentă a masei betonului

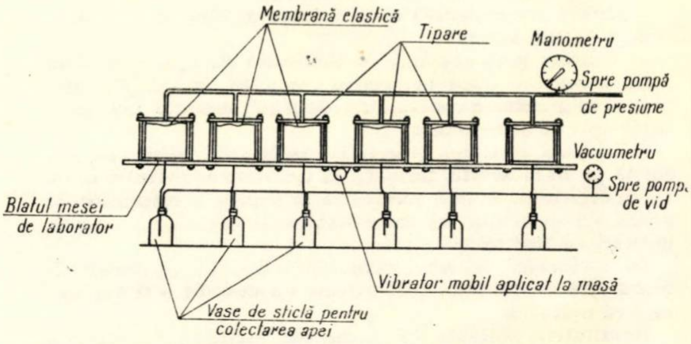

Membrană elastică
Tipare
Manometru
Spre pompă de presiune
Vacuumetru
Spre pompă de vid
Blatul mesei de laborator
Vibrator mobil aplicat la masă
Vase de sticlă pentru colectarea apei

Fig. 4. Schema instalației pentru extragerea apei și executarea suprapresiunii asupra masei betonului din epruvete

În modul arătat mai sus și cu ajutorul instalației descrise s-au executat și s-au cercetat în total peste 5 000 epruvete. Analiza rezultatelor acestor încercări a permis formularea următoarelor concluzii :

— supunerea masei de beton la acțiunea concomitentă a subpresiunii și suprapresiunii permite extragerea unei cantități de apă din beton, cu înlocuirea concomitentă a volumului apei extrase cu un volum corespunzător de beton ;

— cantitatea de apă extrasă depinde de mărimea subpresiunii și suprapresiunii și de durata acestor acțiuni, astfel încît cantitatea de apă extrasă poate fi reglată ;

— umplerea spațiului rezultat din extragerea apei cu o masă echivalentă de beton depinde de mărimea suprapresiunii și de durata respectivă, și necesită distrugerea echilibrului interior din masa betonului ;

— înlocuirea cu beton a apei extrase este practic realizabilă ;

— extragerea apei, compactarea betonului cu ajutorul suprapresiunii și subpresiunii pot fi aplicate la betoane de diferite consistențe ;

— acțiunea suprapresiunii și subpresiunii se caracterizează prin rezultate mai bune în ceea ce privește extragerea apei și comprimarea masei betonului decît metoda folosită pînă în prezent de dezaerare a masei betonului numai cu ajutorul subpresiunii ;

— perimetrul pe care se exercită acţiunea de suprapresiune şi subpresiune pentru extragerea apei şi compactarea masei de beton nu este practic limitat în ceea ce priveşte dimensiunea piesei de beton pe direcţia de extragere a apei;

— supunerea masei de beton la acţiuni concomitente de suprapresiune şi subpresiune, odată cu realizarea ruperii echilibrului interior din masa betonului, provoacă accelerarea întăririi betonului, mărirea rezistenţei betonului la compresiune, proporţional cu cantitatea de apă extrasă, corectarea gradului de compactitate a betonului şi, prin aceasta, mărirea rezistenţei la îngheţ-dezgheţ.

Cercetările descrise au stat la baza lucrării de doctorat a autorului, susţinută public la Consiliul secţiei sanitare şi de construcţii hidraulice de la politehnica din Varşovia, la data de 3 iulie 1965. Rezultatele cercetărilor au creat baza pentru realizarea unei propuneri de invenţie care a fost brevetată şi aparţine statului polonez. Ea a fost brevetată de asemenea în 18 ţări.

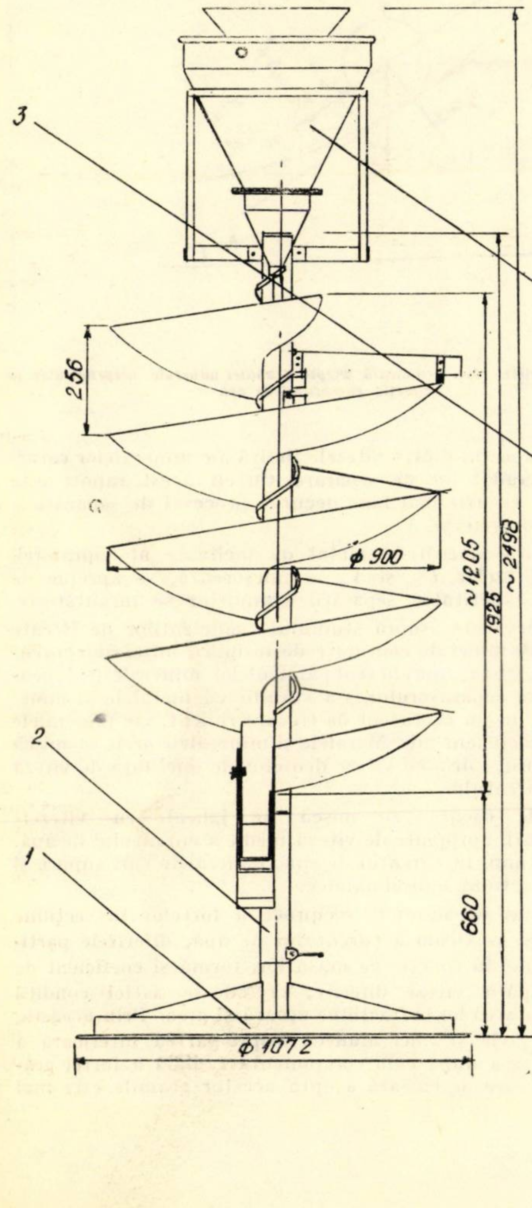
Prepararea nisipurilor cuarţoase pe spirale separatoare

Dr. ing. M. Badea, ing. G. Trapcea

GENERALITĂŢI

Creşterea cerinţelor calitative ale producţiei de sticlă în ceea ce priveşte transparenţa acesteia a condiţionat în ultimii ani şi calitatea nisipului cuarţos, care în masa de sticlă are cea mai mare pondere (70%).

Fig. 1. Separator spiral cu diametrul de 900 mm experimentat în fază de laborator şi semiindustrial



Deoarece nisipurile brute conţin în majoritatea cazurilor cantităţi ridicate de oxizi (Fe_2O_3, FeO, Cr_2O_3, CoO, TiO_2 etc.) ele nu pot fi întrebuinţate în acestă stare la fabricarea unei sticle superioare, fapt pentru care se supun unor operaţii de preparare în scopul reducerii conţinutului de oxizi şi în special al conţinutului de Fe_2O_3.

În ultimii ani, în practica preparării nisipurilor cuarţoase au început să fie întrebuinţate aparate, în care prepararea acestora se face în cîmpul unor forţe gravitaţionale. Un astfel de aparat este separatorul spiral compus din 3—4 spire, cu diametre variind între 300—1 200 mm.

În străinătate (U. R. S. S., S. U. A., Danemarca etc.) aceste aparate au o largă răspîndire pentru prepararea mineralelor utile şi mai cu seamă pentru prepararea nisipurilor de sticlă cu conţinut de ilmenit, rutil, zircon, cromit şi de granule de limonită separat dispersate, a căror eliminare prin metodele obişnuite de preparare este foarte dificilă (în special a granulelor de limonită).

Îndepărtarea acestora se poate efectua cu succes pe separatoare spirale tip Wendel, ca urmare obţinîndu-se un concentrat de nisip cuarţos cu un conţinut foarte redus de Fe_2O_3.

Materialul destinat preparării este adus în partea superioară a separatorului spiral în stare de tulbureală la diferite diluţii. Tulbureala mişcîndu-se în jos pe jgheabul spiral, sub influenţa forţei centrifuge, se îndepărtează de partea interioară a jgheabului, către partea exterioară a acestuia. Granulele mari şi uşoare se distribuie aproape de extremitatea spiralei, iar cele mici şi grele, aproape de partea interioară, de unde, cu ajutorul unui dispozitiv reglabil, sînt colectate pe sorturi. Extracţia mineralelor grele, cu ajutorul acestor tipuri de separatoare, ajunge la 90% şi chiar mai mult.

Datorită faptului că separatoarele spirale nu au piese în mişcare, nu consumă energie electrică, spaţiul ocupat de ele fiind redus şi exploatarea lor fiind simplă în comparaţie cu alte procedee, aplicarea acestora în străinătate a început să se facă pe scară tot mai largă.

CONSIDERAŢII TEORETICE

Teoria procesului de separare umedă pe separatoarele spirale a fost foarte puţin studiată pînă în prezent, însă din datele sumare existente în literatura tehnică de specialitate ea se examinează ca o teorie parţial gravitaţională deoarece separarea materialului nu se produce numai pe baza greutăţii specifice.

Separarea mineralelor pe jgheabul spiral se face sub influenţa forţelor gravitaţionale, de frecare, a presiunii hidrodinamice şi a forţei centrifuge.

Din compararea separatoarelor spirale pentru prepararea uscată cu separatoarele spirale pentru prepararea umedă, se remarcă faptul că pe ultimele, prepararea se face în mediu umed.

Pe separatorul spiral, curentul de apă se mişcă în jos pe o linie spirală şi asupra particulelor minerale, sub influenţa curentului respectiv, acţionează cum s-a arătat mai sus forţele: gravitatea, frecarea, hidrodinamică şi centrifugă.

Interacţiunea acestor forţe conduce la aceea că mişcarea particulelor minerale pe fundul jgheabului spiral se face cu viteze diferite.

Cu toate acestea, particulele minerale capătă o viteză limită de pe primele jumătăţi de spire ale separatorului, iar pe celelalte spire, acceleraţia lor este egală cu zero.

Forţele acţionează asupra granulelor minerale în două direcţii: în direcţia curentului de apă şi perpendicular pe acesta.

În direcţia mişcării curentului de apă asupra granulelor minerale acţionează următoarele forţe (fig. 1 *a*):

1. Componenta forţei gravitaţionale $G_0 \sin \alpha$ dirijată tangenţial pe mişcarea curentului.

2. Componenta forţei gravitaţionale $G_0 \cos \alpha$ dirijată normal pe suprafaţa fundului jgheabului, provocînd forţa de frecare:

$$T = f \cdot G_0 \cos \alpha.$$

3. Presiunea dinamică a apei asupra granulei în direcţia mişcării, care pentru granulele de formă sferică este egală cu:

$$P_N = \psi (U_m - V_0)^2\, d \cdot \Delta.$$

4. Acţiunea dinamică a componentei verticale a vitezei P_c, care micşorează forţa de frecare T:

$$T = (G_0 \cos \alpha - P_N) f$$

în care:

ψ este coeficient de rezistenţă;
v_0 — viteza mişcării particulei, m/s;
U_m — viteza medie a curentului de apă, m/s;
Δ — densitatea apei;
G_0 — greutatea granulei în apă, g;
f — coeficient de frecare;
d — diametrul granulei, mm;
α — unghiul de înclinare a jgheabului spiral (unghiul de cădere al liniei spirale), în grade.

Perpendicular pe direcţia curentului de apă asupra granulei minerale acţionează următoarele forţe (fig. 1 *b*):

1. Componenta forţei gravitaţionale $G_0 \sin \beta$ dirijată radial pe suprafaţa interioară a jgheabului spiral.

2. Componenta forţei gravitaţionale $G_0 \cos \beta$ dirijată normal pe suprafaţa fundului jgheabului, provocînd forţa de frecare

$$T_1 = f \cdot G_0 \cos \beta.$$

3. Forţa centrifugă:

$$C = \frac{m V_0^2}{R_0} = \frac{G_0}{g_0} \cdot \frac{V_0^2}{R_0}$$

care se descompune în componentele acesteia

$$C \cos \beta = \frac{G_0}{g^0} \cdot \frac{V_0^2}{R_0} \cos \beta$$

dirijată către partea exterioară a jgheabului spiral şi componenta $C \sin \beta$ dirijată normal pe suprafaţa fundului, provocînd forţa de frecare

$$T_2 = f \cdot C \sin \beta.$$

Prin acţiunea dinamică a componentei verticale a vitezei P_N forţa de frecare T_1 şi T_2 se micşorează astfel:

$$(T_1 + T_2) - P_c = f (G_0 \cos \beta + C \sin \beta) - P_c$$

în care

C este forţa centrifugă;
R_0 — distanţa mişcării granulei pe linia spirală, faţă de axa verticală a separatorului;
β — unghiul de înclinare radial al jgheabului spiral în punctul considerat;
m — masa granulei;
g_0 — acceleraţia forţei gravitaţionale.

După cum se remarcă, în funcţie de coeficientul de frecare, mărime şi formă, diferitele granule minerale capătă viteze diferite. Raportul dintre vitezele limită ale mineralelor caracterizează gradul lor de separare. Cu cît acest raport este mai mare, cu atît mai bine decurge procesul de separare a amestecului mineral.

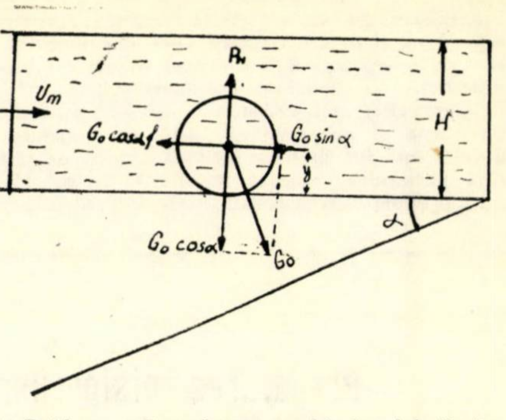
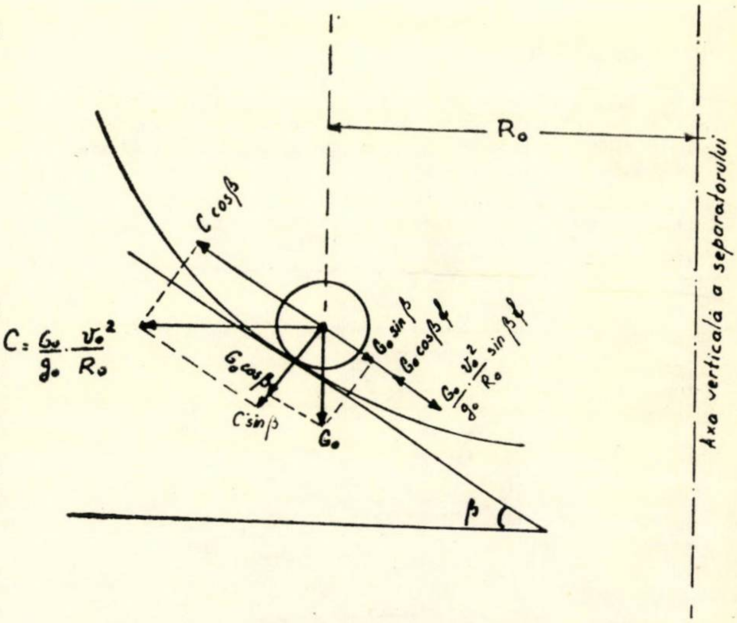


Fig. 1.a. Forţele care acţionează asupra granulei minerale în direcţia mişcării curentului ce apă



R_0
$C \cos\beta$
$G_0 \sin\beta$
$G_0 \cos\beta f$
$\frac{v_0^2}{R_0} \sin\beta f$
G/g_0
$C = \frac{G_0}{g_0} \cdot \frac{v_0^2}{R_0}$
$G_0 \cos\beta$
$C \sin\beta$
G_0
β
Axa verticală a separatorului

Fig. 1.b. Forţele care acţionează asupra granulei minerale perpendicular pe direcţia curentului de apă

Pe măsura măririi unghiului de înclinare al suprafeţei, raportul vitezelor U_m şi V_0 se micşorează, se apropie de unitate şi exactitatea separării granulelor se înrăutăţeşte.

Din observaţiile asupra studiului coeficienţilor de frecare ai unui şir de minerale conţinute de nisipuri, mişcărilor curentului de apă, al tulburelii şi al particulelor minerale pe jgheabul spiral al separatorului, s-a stabilit că metalele şi mineralele grele au un coeficient de frecare ridicat, iar mineralele uşoare un coeficient mic. Metalele şi mineralele grele se mişcă pe separatorul spiral cu viteze deosebit de mici faţă de viteza medie a curentului.

Mineralele uşoare se mişcă pe jgheab cu vitezele cele mai mari, apropiate de viteza medie a curentului de apă. În acelaşi timp, în curentul de apă, mineralele sînt supuse şi diferitelor acţiuni hidrodinamice.

Ca rezultat al acţiunii reciproce a forţelor în secţiune orizontală şi verticală a curentului de apă, diferitele particule minerale, în funcţie de masa lor, formă şi coeficient de frecare, capătă viteze diferite, creîndu-se astfel condiţii pentru separarea lor în fracţiune uşoară şi grea. Prin aceasta, mineralele grele şi mici alunecă înspre partea interioară a jgheabului, aşa după cum componenta radială a forţei gravitaţionale, care acţionează asupra acestor granule, este mai

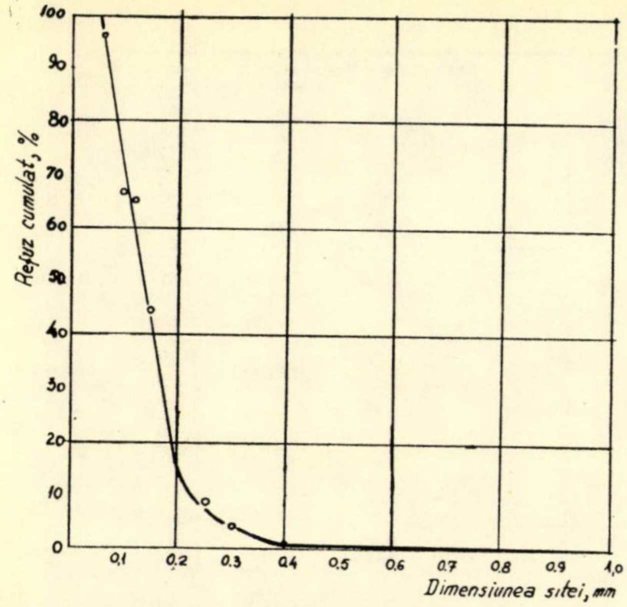


Fig. 2. Curba granulometrică a probei de nisip cuarţos de Vălenii de Munte

mare decît componenta radială a forţei centrifuge, iar rezultanta ei va fi îndreptată în partea interioară a jgheabului

$$G_0 \sin \beta > C \cos \beta.$$

Mineralele mari şi uşoare sînt dirijate în direcţia exterioară a jgheabului, aşa după cum componenta radială a forţei centrifuge şi rezultanta sînt îndreptate în partea exterioară a jgheabului

$$G_0 \sin \beta < C \cos \beta.$$

Granulele minerale se mişcă pe spirale pînă în momentul cînd se stabileşte echilibrul componentelor forţelor gravitaţionale şi centrifuge

$$G_0 \sin \beta = C \cos \beta.$$

După stabilirea regimului mişcării, fiecare granulă minerală capătă o mişcare constantă pe linia spirală, la o distanţă stabilă faţă de axul separatorului, şi de asemenea o viteză limită constantă.

Pe baza legii conservării energiei la o mişcare cu rază şi viteză limită constante, energia cinetică a particulelor minerale care se mişcă pe linia spirală rămîne constantă (egală cu zero).

Adunînd acţiunea forţelor gravitaţionale, de frecare, centrifugă şi presiune dinamică a apei asupra granulei, egalîndu-le cu zero şi făcîndu-se transformările corespunzătoare, se determină viteza limită a granulei minerale:

$$V_0 = \sqrt{\frac{G_0 g_0 R_0 \sin(\alpha - \varphi) + P_u \cos \varphi}{G_0 \sin \varphi \sin \beta}}.$$

Fiecare particulă minerală, în funcţie de dimensiunile ei, formă, coeficient de frecare şi masă, capătă viteze stabile la sfîrşitul primei şi la începutul celei de a doua spire, iar mai departe se mişcă în jos pe linia spirală la o distanţă constantă de axa verticală a separatorului.

Practic, separarea amestecului mineral în tulbureală se produce pe primele jumătăţi de spire ale jgheabului spiral al separatorului. Prin aceasta, mineralele grele se mişcă ca o dungă separată, aproape de marginea interioară a jgheabului spiral.

Mineralele uşoare sterile împreună cu şlamurile şi cea mai mare parte din apă se distribuie în curentul general de tulbureală aproape de marginea exterioră a jgheabului şi se mişcă în jos separat de banda de minerale grele.

CERCETĂRI EXPERIMENTALE

Cercetările experimentale efectuate în cadrul Institutului de Cercetări pentru Materiale şi Prefabricate în Construcţii au avut drept scop stabilirea indicilor funcţionali şi de producţie ce ar putea fi realizaţi în flux industrial prin utilizarea separatoarelor spirale tip Wendel, folosind ca materie primă nisip cuarţos de Vălenii de Munte cu un conţinut de 0,27% Fe_2O_3 şi cu granulaţia prezentată în figura 2.

Pentru stabilirea gradului optim de separare, cercetările s-au efectuat prin variaţia cantităţii de material solid din tulbureală de la 10—35% şi a deschiderii pragului de la 6—9 cm (tabela 2).

Capacitatea separatorului spiral a constituit o mărime constantă de 13 tulbureală pe minut, adică cantitatea maximă de tulbureală ce se poate scurge pe separator în condiţii de mers normal pentru ca aceasta să nu fie deversată.

Ca utilaj s-au folosit separatoare spirale de 600 mm şi 900 mm diametru, cu 5 spire şi cu unghiuri de înclinare de 10—15 grade.

Rezultatele cercetărilor sînt prezentate în tabelele 1, 2, 3.

Din cercetările efectuate privitor la influenţa conţinutului de material solid din tulbureală asupra gradului de reducere al conţinutului de Fe_2O_3 din tabela 1 se poate observa că pe măsura creşterii conţinutului de material solid din tulbureală scade şi conţinutul de Fe_2O_3 din concentratul B, atingînd valoarea optimă la un conţinut de 25% material solid, căruia îi corespunde un conţinut de 0,15% Fe_2O_3. În continuare, după atingerea punctului optim şi pe măsura măririi procentului de material solid din tulbureală, conţinutul de Fe_2O_3 din concentrat se măreşte, aceasta din cauza măririi vîscozităţii tulburelii, care nu permite alunecarea în totalitate a granulelor mari de limonită către partea exterioară a jgheabului spiral şi, rămînînd în concentrat, ridică procentul de Fe_2O_3.

Gradul cel mai mare de deferizare s-a produs atunci cînd s-a folosit nisip cuarţos în prealabil deşlamat.

Din analiza microscopică a produselor obţinute, s-a remarcat în concentrat prezenţa unei cantităţi importante de granule de dimensiunea 0,1 mm îmbrăcate de pelicula de oxizi de fier, ceea ce n-a permis o mai pronunţată scădere a conţinutului de Fe_2O_3. Supus abraziunii, conţinutul de Fe_2O_3 s-a redus la 0,11%.

De aceea, prepararea nisipului pe separatoare spirale se impune să fie însoţită de deşlamarea materialului şi abraziunea peliculei de Fe_2O_3.

Din recircuitarea sterilului C (tabela 3) s-a obţinut o cantitate însemnată de nisip (concentrat II) cu o extracţie în greutate de 71%, la o extracţie de Fe_2O_3 în steril de 64%.

PARAMETRII CARE AU INFLUENŢAT PROCESUL PREPARĂRII

a) Profilul secţiunii verticale a jgheabului spiral

Profilul jgheabului a fost elementul principal care a determinat procesul preparării. Avînd în vedere că în secţiunea verticală a curentului de tulbureală materialul se distribuie în principiu după granulaţie şi formă, cel mai raţional profil al jgheabului spiral a fost considerat cel cu secţiune în formă de elipsă, la care raportul dimensiunii axei mari faţă de cea mică este egal cu 4—6. Un astfel de jgheab cu o rază de curbură mare permite obţinerea unui evantai de material foarte clar. Separatoarele cu astfel de profil sînt mai puţin sensibile faţă de fluctuaţiile din regimul de alimentare, ceea ce este foarte important, aşa după cum în condiţiile de producţie este foarte greu şi aproape imposibil de a asigura o alimentare uniformă.

b) Numărul de spire ale separatorului

Lungimea jgheabului spiral (numărul de spire) este de asemenea un parametru important al separatorului. Procesul de separare pe separator se stabileşte de regulă la sfîrşitul primei şi la începutul celei de a doua spire. Cea mai mare cantitate de minerale grele iese din curentul de tulbureală şi se aşază pe fundul jgheabului, pe primele spire şi mai departe se mişcă în jos ca o bandă separată aproape de axa separatorului. Totuşi, cercetările au arătat că pentru prepararea nisipurilor (eliminarea mineralelor grele şi uşoare de

Tabela 1

Produse	Conținutul de material solid în tulbureală %																							
	10%				15%				20%				25%				30%				35%			
	Debite kg nisip/min	Extracție în greutate %	Conținut de Fe2O3 %	Extracție de Fe2O3 %	Debite kg nisip/min	Extracție în greutate %	Conținut de Fe2O3 %	Extracție de Fe2O3 %	Debite kg nisip/min	Extracție în greutate %	Conținut de Fe2O3 %	Extracție de Fe2O3 %	Debite kg nisip/min	Extracție în greutate %	Conținut de Fe2O3 %	Extracție de Fe2O3 %	Debite kg nisip/min	Extracție în greutate %	Conținut de Fe2O3 %	Extracție de Fe2O3 %	Debite kg nisip/min	Extracție în greutate %	Conținut de Fe2O3 %	Extracție de Fe2O3 %
A	0	0	0	0	0,075	3,12	2,35	27,0	0,04	1,34	6,38	31,7	0,06	1,50	7,15	39,70	0,03	0,46	16,20	27,6	0,28	3,84	1,84	2,6
B	0,990	66,4	0,19	44,5	2,090	87,10	0,18	57,8	3,19	95,20	0,17	60,0	3,69	92,88	0,15	50,07	5,04	90,00	0,18	60,0	6,66	92,50	0,21	72,0
C	0,500	33,6	0,37	55,5	0,235	9,78	0,41	15,2	0,12	3,46	0,65	8,3	0,22	5,62	0,42	10,23	0,53	9,54	0,35	12,4	0,26	3,66	0,40	25,4
Nisip brut	1,490	100,0	0,27	100,0	2,400	100,0	0,27	100,0	3,35	100,0	0,27	100,0	3,97	100,0	0,27	100,0	5,60	100,0	0,27	100,0	7,20	100,0	0,27	100,0

Deschiderea pragului dintre A și B a fost de 70 mm

A = minerale negre (steril);
B = concentrat II (nisip cuarțos);
C = steril (limonit + nisip cuarțos)

Tabela 2

Deschiderea pragului dintre A și B, (mm)	Conținut de material solid în tulbureală 25°/₀				
	Produse	Debite kg nisip/min	Extracție în greutate %	Conținut de Fe_2O_3 %	Extracție de Fe_2O_3 %
60	A	0.06	1.50	7.15	39.70
	B	3.35	84.50	0.15	46.80
	C	0.56	14.00	0.27	13.50
	Nisip brut	3.97	100.00	0.27	100.00
70	A	0.06	1.50	7.15	39.70
	B	3.69	92.88	0.15	50.07
	C	0.22	5.62	0.42	10.23
	Nisip brut	3.97	100.00	0.27	100.00
80	A	0.06	1.50	7.15	39.70
	B	3.79	95.20	0.19	53.00
	C	0.12	3.30	0.60	7.30
	Nisip brut	3.97	100.00	0.27	100.00
90	A	0.06	1.50	7.15	39.70
	B	3.88	97.52	0.21	54.50
	C	0.03	0.98	1.60	5.80
	Nisip brut	3.97	100.00	0.27	100.00

Tabela 3

Produse	Conținut de material solid în tulbureală 25%			
	Debite kg nisip/min	Extracția în greutate,%	Conținut de Fe_2O_3,%	Extracția de Fe_2O_3,%
A′	0.01	0	0	0
B′	2.80	70.5	0,21	35.7
C′	1.16	29.5	0.87	64.3
Nisip brut	3.97	100.0	0.42	100.0

limonit), lungimea jgheabului spiral cu două spire nu asigură pe deplin îndepărtarea acestora. Explicația este aceea că, datorită vitezelor mari de intrare a tulburelii pe separator, parte a mineralelor grele alunecă în partea interioară a jgheabului numai pe cea de a doua spiră, iar cele ușoare de limonită se separă foarte bine abia pe ultimele spire. La un număr de 5 și mai mare de spire există o oarecare tendință de mărire a extracției de Fe_2O_3, în steril, însă în detrimentul extracției în greutate a concentratului.

c) Unghiul de înclinare al liniei spirale

În procesul de preparare a nisipului cuarțos pe spirale separatoare s-au folosit spirale cu unghiuri de înclinare variind între 10—15 grade, adică unghiuri de înclinare mai mici decît unghiul de frecare în repaus al mineralelor grele.

Pentru nisipul folosit (granulometrie —0,8 mm), cele mai bune rezultate le-au dat separatoarele cu unghiuri mai mici de cădere ale liniei spirale.

d) Productivitatea separatorului

Productivitatea este un factor important al separatorului, ea rezolvînd în acelaşi timp eficienţa acestuia. S-au experimentat două tipuri de separatoare, unul cu diametrul de 600 mm şi altul cu diametrul de 900 mm, observîndu-se că productivitatea în aceleaşi condiţii de separare se măreşte o dată cu mărirea diametrului spirei, obţinîndu-se pe separatorul de Ø 900 mm o productivitate optimă de 4—6 tone/h nisip cuarţos.

e) Regimul de alimentare a tulburelii

Aşa cum s-a arătat în partea de cercetări experimentale, diluţia tulburelii a constituit un factor foarte important în procesul preparării. Printr-un regim constant de alimentare şi o diluţie optimă (25% material solid în greutate), dunga de minerale grele şi uşoare de limonită se relevă mai clar şi se desprinde brusc de concentrat. Această diluţie optimă, după cît se pare, se explică prin aceea că, producîndu-se o dispersie mai mare a granulelor, se asigură timpul necesar separării mineralelor grele şi a celor uşoare, care pot fi astfel scoase din proces. La o diluţie mai mică, pe a patra şi pe a cincea spiră se produce o desecare a materialului şi procesul de preparare este compromis.

f) Extracţia în greutate a concentratului

Extracţia în greutate a concentratului constituie în general indicele tehnologic care caracterizează eficacitatea separatorului spiral. Din cercetările efectuate, cantitatea de concentrat depinde de productivitatea separatorului, granulaţia materialului, cît şi de conţinutul de sterile (minerale grele, limonită, şisturi etc.) în materialul brut.

CONCLUZII

Cercetările întreprinse pe separatoarele spirale arată că întrebuinţarea acestora intensifică procesul de preparare fără mărirea suprafeţelor de producţie şi ele pot cu succes să completeze flotaţia mineralelor grele din nisipurile cuarţoase, mai ales că, pe lîngă eliminarea mineralelor grele, ele separă şi granulele de limonită care prin procesul de flotaţie nu pot fi eliminate.

Separatoarele spirale nu consumă energie, sînt simple în exploatare, reglarea lor nu este complicată şi nu au piese în mişcare.

Neţinînd seama de marea eficacitate a separatoarelor spirale, aplicarea acestora în prepararea nisipurilor pentru sticlă, cît şi pentru alte minerale utile este frînată de lipsa posibilităţii de execuţie a unui model industrial de separator spiral cu un profil corect (cele executate de Atelierul „9 Mai" şi Atelierul de prototipuri IAUPS prezentînd defecţiuni din acest punct de vedere) şi de studiul insuficient al separatoarelor spirale, în general.

În ceea ce priveşte rezultatele experimentărilor efectuate pentru separarea pe spirale a nisipului cuarţos de Văleni, aşa cum rezultă din materialul prezentat, s-au obţinut rezultate pozitive, ajungîndu-se la un grad de deferizare de circa 30—40% ceea ce impune ca metoda să fie introdusă în procesul tehnologic de înnobilare a nisipurilor în completarea celorlalte procedee folosite actualmente.

Pentru desăvîrşirea construcţiei separatoarelor spirale şi a unei teorii constructive asupra proceselor care se produc pe acestea, este necesar a se intensifica cercetările în acest domeniu, folosind de exemplu cercetările cu ajutorul izotopilor radioactivi, întrucît separatoarele spirale permit a scoate la iveală noi posibilităţi de întrebuinţare a acestora în separarea minereurilor şi chiar înlocuirea unor procedee de preparare scumpe.

Bibliografie

[1] Dercaci V.G.: *Speţialnîe metodî obogaşcenia poleznîh iscopaenîh.* Izdatelstvo Nedra, Moskva, 1966.

[2] Badea M.: *Obogaşcenie stecolnîh pescov sloJnovo sostava.* Dissertaţionaia rabota. Moskva, 1964.

[3] Solomin K.V.: *Obogaşcenie pescov rossîpnîh mestoroJdenii poleznîh isocopaemîh.* Gosgortehnizdat, 1961.

[4] Blagov I.S., Kotkin A.M., Fomenco T.G.: *Gravitaţionîe proţesî obogaşcenia* Tehnizdat, 1962.

[5] Akopov M.G., Korkak L.L.: *Issledovanie tviordîh ciastiţ v tiaJoloi srede v ghidroţiclone.* Gosgortehnizdat, 1963.

Descrierea proceselor tehnologice cu ajutorul grafurilor

(I)

Ing. Simion Lazăr

INCERC-Iaşi

1. INTRODUCERE

La executarea unei lucrări de construcţii se urmăresc două obiective principale: obţinerea unei calităţi superioare şi realizarea unor indici economici corespunzători. Primul obiectiv se referă la tehnologie, iar al doilea la organizarea şi conducerea producţiei.

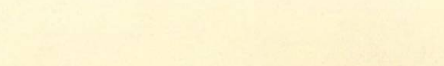
În ultimii ani s-au făcut eforturi mari, pe plan mondial, pentru punerea la punct a unor procedee ştiinţifice de organizare şi conducere, bazate pe modele matematice, în scopul înlocuirii metodelor intuitive, care nu mai corespund nici complexităţii producţiei moderne şi nici cerinţelor sporite privind realizarea parametrilor economici.

Se pune întrebarea dacă metodele şi modelele cercetării operaţionale, care s-au dovedit atît de puternice în domeniul organizării şi conducerii, pot aduce o contribuţie şi în domeniul tehnologiei. Răspunsul este, cel puţin parţial, afirmativ în sensul că, de pildă, aparatul metodei drumului critic poate fi folosit cu eficienţă pentru proiectarea şi formularea precisă a diferitelor procese tehnologice.

În prezent, numeroase procese tehnologice, specifice industriei construcţiilor, sînt descrise (în tratate, manuale, normative şi proiecte de execuţie), utilizîndu-se limbajul obişnuit, neformalizat. Modalitatea actuală de păstrare şi transmitere a informaţiei tehnice referitoare la procese tehnologice are dezavantajele impreciziunii şi ambiguităţii şi se impune utilizarea unor procedee mai adecvate, capabile să cuprindă şi să oglindească mai eficient structura acestor procese complexe alcătuite din numeroase operaţii.

Studiul de faţă îşi propune să exploreze posibilităţile de descriere a proceselor tehnologice cu ajutorul grafurilor. În acest scop se va folosi aparatul metodei drumului critic şi al dezvoltărilor sale. Totodată se va utiliza experienţa căpătată cu ocazia aplicării acestui aparat pentru descrierea unor procese tehnologice concrete [1]. În cele ce urmează se vor prezenta aspectele teoretice ale problemei, astfel ca, îm-

Fig. 1



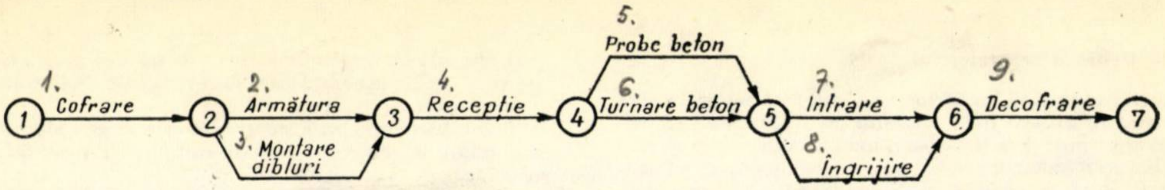


Fig. 2

preună cu contribuțiile existente și viitoare ale specialiștilor în materie, să se creeze premizele pentru stabilirea unei metodologii unice de proiectare și descriere a proceselor tehnologice din industria construcțiilor. Subliniem că, în afara studiului [1], care se referă la procesele tehnologice principale ale executării clădirilor din panouri mari, sînt în curs de elaborare și urmează a se publica prin C.D.C.A.S. și alte studii referitoare la descrierea proceselor tehnologice privind executarea clădirilor cu cofraje glisante, executarea teraselor ș.a.

2. PROCESE TEHNOLOGICE ȘI REPREZENTAREA LOR

Un proces tehnologic este alcătuit dintr-o mulțime de operații (procese simple), care au ca obiectiv final executarea corectă a unui element de construcții. Întrucît mulțimea operațiilor este parțial ordonată, problema reprezentării (descrierii) procesului printr-o rețea (graf orientat aciclic) este cu totul analogă problemei reprezentării proiectelor (rezolvată de metoda drumului critic).

Înlocuind noțiunile de activitate și de proiect din analiza drumului critic cu noțiunile de operație și, respectiv, proces tehnologic, sîntem în situația de a poseda un aparat deja constituit și cunoscut ca extrem de eficient.

Notînd cu A procesul tehnologic și cu a_i operațiile componente ale procesului rezultă :

$$A = \{a_1, a_2 \dots a_m\}.$$

Mulțimea A are o anumită structură determinată de relațiile logice dintre operații și, în funcție de această structură, există diferite posibilități de reprezentare prin rețele.

Vom analiza mai întîi descrierea proceselor tehnologice cu reprezentarea operațiilor pe arce (reprezentarea operațiilor pe noduri va face obiectul părții a II-a). Elementul de bază al unei rețele este arcul orientat. În figura 1 arcul (i, j) reprezintă operația a ; deasupra arcului s-a notat numele operației (a), iar sub arc s-a notat probabilitatea ei de realizare (P_a) și parametrii operației : durata (t_a), costul (c_a), nivelul performanței (n_a) și resursele alocate (r_a). Probabilitatea P_a este un număr cuprins între zero și unu, iar parametrii pot fi mărimi de natură mai mult sau mai puțin complicată : numere, vectori, funcții obișnuite, variabile aleatoare, vectori aleatori, funcții aleatoare etc. În cele ce urmează ne vor interesa numai relațiile logice dintre operații și ca atare vom lăsa nespecificate toate datele înscrise sub arcul operației.

Relațiile logice dintre operații pot fi figurate (în rețeaua care descrie procesul tehnologic) prin noduri, care reprezintă evenimentele procesului. În metoda elementară a drumului critic toate evenimentele au aceeași natură și sînt figurate prin același simbol : un cerc. Se va arăta (paragrafele 4 și 5) că este necesară introducerea unor tipuri noi de evenimente, care să permită descrierea unor relații logice mai generale.

În vederea sistematizării ideilor se vor prezenta, treptat, tipurile de rețele ce pot fi utilizate pentru descrierea proceselor tehnologice și anume :

— **rețele deterministe,** pentru cazul cînd toate operațiile procesului se execută efectiv ;

— **rețele cu evenimente decizionale,** pentru cazul cînd introducem operații de tipul „recepție de calitate", care au ca efect mai multe rezultate : acceptat, acceptat cu condiția unor remedieri, respins ;

— **rețele generalizate,** pentru cazul cînd este necesar să reprezentăm relații logice mai complicate, care decurg din existența mai multor variante ;

— **rețele cu trei tipuri de evenimente,** menite să permită reprezentarea celor mai importante relații logice, care intervin frecvent ; acest tip de rețele, mai simple decît cele generalizate, sînt propuse în acest studiu în vederea evitării dificultăților de ordin matematic legate de utilizarea rețelelor generalizate (care reclamă un aparat formal deosebit de complex).

3. REȚELE DETERMINISTE

Prin rețea deterministă se înțelege un graf orientat și aciclic, în care toate operațiile au probabilitatea de realizare egală cu unitatea.

Întrucît regulile de întocmire a acestor rețele sînt cunoscute din metoda drumului critic, nu se va insista asupra lor și se va trece la expunerea unui exemplu. Se consideră procesul tehnologic „turnarea betonului" compus din nouă operații. Pentru trasarea rețelei din figura 2 s-au parcurs în prealabil următoarele etape :

— descompunerea procesului în operații elementare ;

— stabilirea pentru fiecare operație a operațiilor imediat precedente.

Rețeaua din figura 2 este întocmită după regulile cunoscute [2], cu o singură excepție : nu s-au introdus operații fictive care generează coduri diferite pentru operații paralele. În rețeaua noastră există trei grupe de operații paralele și anume între nodurile 2—3, 4—5 și 5—6. Ținînd seamă de faptul că operațiile fictive de acest tip sînt necesare numai în cazul calculului parametrilor rețelelor la calculatoare electronice [3], s-a renunțat la ele, obținîndu-se o simplificare importantă a desenului.

Deoarece, în cazul proceselor tehnologice, urmărim numai descrierea relațiilor de succesiune, nu s-au înscris pe arce parametrii operațiilor. Dacă se cere și calculul unor parametri temporali, acest calcul se poate face manual fără dificultăți. Deci vom considera că, în principiu, fiecărei operații i se asociază durata sa și eventual ceilalți parametri, însă îi vom lăsa nespecificați. Prin urmare, referindu-ne la figura 2, pe fiecare arc din rețea vom scrie numai denumirea operației ; se va subînțelege că $P_a = 1$ și, totodată, că cei patru parametri există, însă am putut face abstracție de ei.

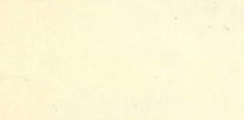
Este necesar să se sublinieze că natura deterministă a acestor rețele se referă la caracterul determinist al operațiilor, în sensul că acestea au posibilitatea de realizare egală cu unitatea. Nu trebuie să se confunde cu natura parametrului „durata unei operații", care poate fi determinist sau aleator în cadrul unei rețele deterministe.

Rețelele deterministe permit descrierea unor numeroase procese tehnologice și dau o imagine clară a succesiunii operațiilor. Observăm însă, că operația (3, 4) „recepție" este concepută în figura 2 ca „recepție favorabilă" și nu include posibilitatea, pe deplin justificată în unele cazuri, de a se refuza lucrarea (din punct de vedere calitativ). Imposibilitatea de a se reprezenta asemenea situații rezultă din noțiunea de eveniment determinist, pe care o vom preciza prin formularea matematică a proprietăților lui.

Un eveniment (nod) este, prin definiție, momentul cînd s-au terminat toate operațiile imediat precedente și cînd pot începe toate operațiile imediat următoare ; totodată fiecare operație care concură în nod (fig. 3) are probabilitatea de realizare egală cu unitatea. Adoptînd notațiile :

$U_i^- = (., i)$ este mulțimea operațiilor imergente (incidente interior) în nodul i ;
(x, i) — element generic din U_i^- ;
$U_i^+ = (i, .)$ — mulțimea operațiilor emergente (incidente exterior) în nodul i ;
(i, y) — element generic din U_i^- ;
$|i|, |(x, i)|$ — realizarea evenimentului i, repectiv a activității (x, i) ;
$P(i), P(x, i)$ — probabilitatea de realizare a evenimentului i, respectiv a operației (x, i),

Fig. 3



rezultă că într-o reţea deterministă subsistă relaţiile :

$$|i| \Leftrightarrow |(\cdot, i)|, \tag{1}$$

$$P(x, i) = 1 \; ; \; P(i, y) = 1 \tag{2}$$

Relaţia (1) exprimă faptul că realizarea evenimentului i implică realizarea mulţimii operaţiilor imediat precedente, iar relaţia (2) faptul că toate operaţiile incidente în nodul i au probabilitatea egală cu unitatea, adică sînt certe.

4. REŢELE CU EVENIMENTE DECIZIONALE

Reţelele cu evenimente decizionale au fost introduse de H. Eisner [4]. Ele permit reprezentarea tuturor variantelor posibile care urmează unui eveniment cu conţinutul următor : realizarea operaţiilor precedente conduce la o mulţime finită de rezultate, în funcţie de care se pot lua diferite decizii.

Vom considera, după H. Eisner, reţele care conţin două tipuri de evenimente :

(a) *deterministe*, definite de relaţiile (1) şi (2) ;

(b) *decizionale*, caracterizate prin proprietatea că permit, după realizarea lor, un număr finit de variante ale procesului.

Pentru a le deosebi între ele, evenimentele de tipul (a) se figurează într-un cerc, iar cele de tipul (b) într-un romb. Ca exemplu vom considera operaţia ,,recepţia cofrajelor şi armăturii'' după care urmează două alternative :

— recepţia este favorabilă şi se continuă cu operaţiile din figura 2 ;

— recepţia recomandă remedieri şi acestea trebuie executate.

În figura 4 se prezintă fragmentul de reţea cu evenimentul decizional care intervine după operaţia de recepţie.

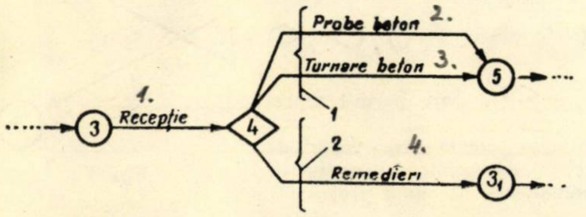


Fig. 4

Întrucît, în cazul recepţiei favorabile, urmează două activităţi paralele, trebuie să se indice că ambele alcătuiesc varianta 1, spre deosebire de varianta 2.

Pentru a se evita notarea variantelor şi alte dificultăţi ce pot apărea (mai multe activităţi imergente în nodul decizional, lipsa unei indicaţii asupra deciziei luate etc.), propunem o reprezentare mai redundantă, însă mai clară. Astfel, deoarece în cazul proceselor tehnologice intervin evenimente decizionale, în special după operaţia ,,recepţie'', se recomandă următoarele :

— nodul decizional va fi imediat precedat numai de operaţia ,,recepţie'' ;

— după nodul decizional vor urma numai operaţiile fictive* care reprezintă rezultatul ,,recepţiei''.

Ţinînd seamă de aceste recomandări, reţeaua din figura 2 este redată în figura 5, unde după ,,recepţie'' urmează trei alternative : respins, acceptat, acceptat cu remedieri ; nodurile 3_1 şi 3_2 arată că, în continuare, procesul urmează în mod analog ca după nodul 3 (fig. 2).

Admiţînd convenţiile recomandate mai sus, rezultă că un eveniment decizional i are următoarele proprietăţi :

$$U_i^- = (i-1, i) \tag{3}$$

$$|i| \Leftrightarrow (i-1, i) \tag{4}$$

$$P\,(i-1, i) = 1 \tag{5}$$

$$\Sigma\, P\,(i, y) = 1. \tag{6}$$

Relaţia (3) impune o singură operaţie precedentă evenimentului decizional şi anume operaţia ,,recepţie''. Relaţia (4) arată că evenimentul decizional i implică realizarea operaţiei ,,recepţie'', iar (5) indică că probabilitatea operaţiei $(i-1, i)$ adică a ,,recepţiei'' este egală cu unitatea. Relaţia (6) arată că suma probabilităţilor de realizare a operaţiilor imediat următoare evenimentului decizional i este egală cu unitatea ; aceasta înseamnă că la un număr mare de repetări ale procesului, fiecare operaţie (i, y) va avea o anumită frecvenţă (subunitară), însă în cazul unui singur proces se va realiza, aleator, una din variantele posibile.

Din figura 5 se vede că obţinem , în principiu, o reţea cu un număr infinit de arce şi noduri, deoarece operaţiile de respingere se pot repeta de o infinitate de ori. În mod practic însă, numărul de repetări ale operaţiei ,,recepţie'' este limitat la una sau două repetări.

Reţelele cu evenimente decizionale permit reprezentarea unei clase largi de procese tehnologice ; în adevăr, majoritatea proceselor tehnologice conţin (în afara operaţiilor certe) operaţii incerte rezultate numai din deciziile recepţiilor. În cazul reţelelor deterministe, de exemplu în figura 2, nu am specificat parametrii operaţiilor. La reţelele cu evenimente decizionale vom lăsa nespecificate şi probabilităţile apriorice care afectează operaţiile incidente exterior în nodurile decizionale.

În afara celor arătate mai sus, trebuie să menţionăm că introducerea evenimentelor decizionale conduce la studiul unor probleme deosebit de importante, ca : dependenţa drumurilor conjunctive, confluenţa drumurilor conjunctive, determinarea, clasificarea şi enumerarea evenimentelor terminale posibile, calculul probabilităţii unui eveniment terminal, funcţia de entropie a sistemului etc. Nu putem evalua încă importanţa acestor noţiuni pentru grafele tehnologice şi ca atare acest subiect constituie obiectul unor cercetări viitoare.

5. REŢELE GENERALIZATE

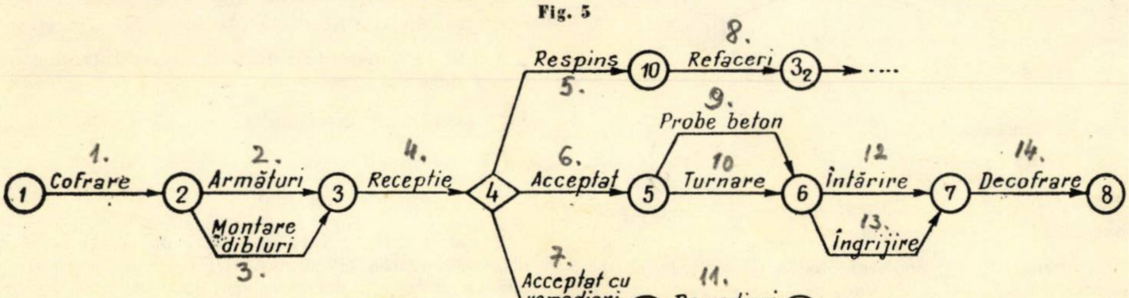
Reprezentarea unui număr mai mare de relaţii logice între operaţii necesită o generalizare mai largă a elementelor componente ale reţelelor.

Vom da un exemplu care arată necesitatea acestei generalizări. Să presupunem că analizăm operaţia ,,executarea termoizolaţiei'' care face parte dintr-un proces tehnologic. Această operaţie se poate realiza în două moduri, dînd naştere la două operaţii şi anume : ,,executarea termoizolaţiei cu granulit'' şi ,,executarea termoizolaţiei cu zgură expandată''. Avem de a face cu două operaţii disjunctive, ceea ce înseamnă că evenimentul în care converg se consideră realizat atunci

---

* Operaţiile acestea sînt fictive în sensul că nu reprezintă activităţi care consumă resurse sau timp.

Fig. 5



cînd una, și numai una, din ele se realizează. Această situație nu poate fi reprezentată în rețelele descrise în paragrafele anterioare.

Studiul rețelelor generalizate a fost inițiat de Elmaghraby [5], care a dezvoltat ideile lui Eisner. În vederea creării posibilităților de reprezentare a unor relații logice mai cuprinzătoare, se extind noțiunile de operație și eveniment, dîndu-le un conținut probabilistic.

Adoptăm noțiunea de operație generalizată, reprezentată în figura 1 (vom lăsa și de astă dată nespecificați parametrii operațiilor).

Pentru evenimente vom introduce următoarea definiție: un eveniment este o fază sau un moment (în timp) care corespunde terminării uneia sau mai multor operații imediat precedente și posibilității de a începe una sau mai multe operații imediat următoare.

În afara structurii parțial ordonate a mulțimii operațiilor unui proces, este necesar să analizăm și structura submulțimilor de activități incidente interior și exterior într-un nod (eveniment). Mulțimile U_i^- și U_i^+ (fig. 3) conțin operații care pot avea diferite interrelații mutuale. Pentru a nota natura acestor interrelații, vom împărți figura (cerc, romb etc.) care reprezintă nodul, în două părți: partea din stînga va simboliza natura mulțimii U_i^-, iar cea din dreapta pe aceea a mulțimii U_i^+. Ținînd seamă de aceste convenții, vom considera două operații, a și b, incidente interior în nodul i și vom examina relațiile logice între ele.

1. **Operații imergente conjunctive.** Operațiile a și b sînt conjunctive (fig. 6) dacă:

$$|3| \Leftrightarrow |a| \cdot |b|. \tag{7}$$

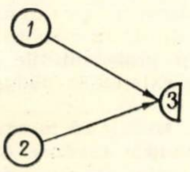


Fig. 6

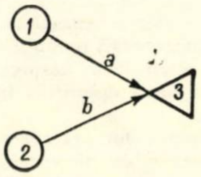


Fig. 7

Relația (7) se poate scrie

$$|3| = |a| \cap |b|. \tag{7a}$$

și exprimă faptul că evenimentul 3 se consideră realizat dacă atît operația a, cît și operația b se realizează (se termină).

2. **Operații imergente disjunctiv-inclusive.** Operațiile a și b sînt disjunctiv-inclusive (fig. 7) dacă:

$$|3| \Leftrightarrow |a| + |b| \tag{8}$$

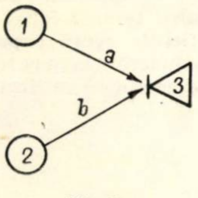


Fig. 8

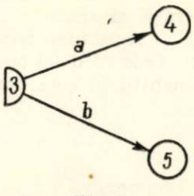


Fig. 9

Relația (8) se poate scrie

$$|3| = |a| \cup |b| \tag{8a}$$

și arată că evenimentul 3 este realizat dacă se realizează operația a, operația b sau amîndouă.

3. **Operații imergente disjunctiv-exclusive.** Operațiile a și b sînt disjunctiv-exclusive (fig. 8) dacă:

$$|3| \Leftrightarrow |a| \oplus |b|. \tag{9}$$

Relația (9), care se poate scrie

$$|3| = |a| \cup |b| - |a| \cap |b| \tag{9a}$$

înseamnă că evenimentul 3 este realizat dacă se realizează operația a și, totodată, nu se realizează operația b, sau viceversa.

Se observă că relațiile mutuale între operații, care au generat cele trei grupe de mai sus, au fost transmise în rețea prin intermediul figurării diferite a intrării nodului. În cazul 1, notarea este jumătate de cerc, în cazul 2, jumătate de romb, iar în cel de al treilea, jumătate de romb și o bară.

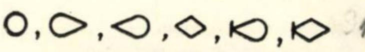
Examinînd acum două operații a și b incidente exterior în nodul 3, pe care le vom numi emergente, vom defini mai jos două tipuri de relații logice analoge cazurilor 1 și 3 de mai sus (se omite ca nesemnificativă situația analogă cazului 2).

4. **Operații emergente conjunctive** (fig. 9). Fiecare operație are probabilitatea egală cu unitatea, adică realizarea nodului 3 permite începerea și realizarea ambelor operații simultan.

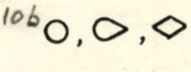
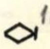
5. **Operații emergente disjunctiv-exclusive** (fig. 10). Realizarea evenimentului 3 permite executarea numai a uneia din operațiile a și b, adică:

$$P_a + P_b = 1. \tag{10}$$

Din combinarea celor trei tipuri de intrări și a celor două tipuri de ieșiri, rezultă șase tipuri de evenimente și anume:



10a

Se pot reține numai patru tipuri, adică 10b  și  10c care permit reprezentarea unei clase vaste de relații logice între operațiile componente ale unui proces.

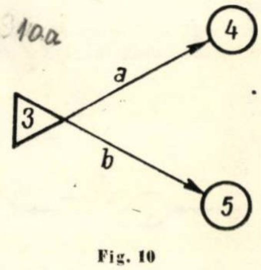


Fig. 10

Noțiunile prezentate mai sus conduc la dezvoltarea unui aparat complex, care dă posibilitatea analizei proceselor generalizate. Utilizarea acestui aparat ar depăși cu mult nivelul de cunoștințe al inginerilor constructori din execuție. Avînd în vedere această situație, se impun o serie de simplificări pentru aducerea problemei la un nivel elementar; în paragraful următor se propune un sistem de reprezentare care să satisfacă această cerință.

6. REȚELE GENERALIZATE CU TREI TIPURI DE EVENIMENTE

Pornim de la ipoteza că singurele necesități care reclamă extinderea noțiunii de rețea deterministă sînt următoarele:

— reprezentarea operațiilor imergente disjunctiv-exclusive (de exemplu, operații referitoare la două sau mai multe soluții constructive posibile);

— reprezentarea operațiilor emergente disjunctive (de exemplu, diferite rezultate ale operației „recepție").

Avînd în vedere cele de mai sus, se introduc următoarele tipuri de evenimente:

○ eveniment determinist;

□ eveniment cu intrare disjunctivă;

◇ eveniment decizional.

Evenimentul ○ este cunoscut din metoda elementară a drumului critic. Evenimentul □ are intrarea disjunctiv-exclusivă și ieșirea deterministă. Evenimentul ◇ are proprietățile descrise de relațiile (3) — (6), care se pot enunța ușor în limbajul obișnuit, neformalizat.

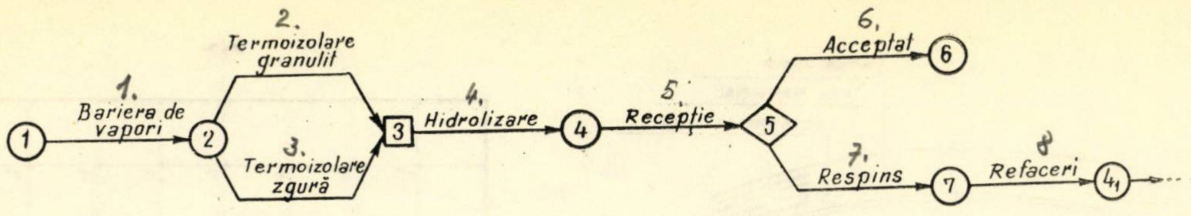


Fig. 11

Vom da un exemplu redus care prezintă modalitatea de utilizare a reţelelor cu trei tipuri de evenimente. Considerăm procesul „executarea terasei" format din următoarele operaţii (comasate pentru motive didactice) : barieră de vapori, termoizolare (cu două soluţii : din granulit şi din zgură expandată), hidroizolare, recepţie şi, în continuare, două rezultate posibile : acceptare şi acceptare cu remedieri.

În figura 11 s-a trasat graful corespunzător. Datorită simplităţii lui, nu sînt necesare explicaţii suplimentare.

7. CONCLUZII

Reţelele folosite în metoda drumului critic oferă un instrument perfecţionat pentru conceperea şi formularea proceselor tehnologice. Dintre diferitele procedee descrise mai sus, rezultă că reţelele cu trei tipuri de evenimente răspund în cea mai mare măsură necesităţilor teoretice şi practice.

Se poate aprecia că utilizarea reţelelor pentru descrierea proceselor tehnologice va cîştiga în scurt timp o sferă largă de aplicaţie la întocmirea normativelor, a prescripţiilor tehnice şi, eventual, a proiectelor de execuţie (partea tehnologică). Pentru răspîndirea acestei modalităţi eficiente de păstrare şi de transmitere a informaţiei tehnice există condiţii favorabile, întrucît cunoştinţele referitoare la bazele metodei drumului critic formează, în prezent, un capitol indispensabil în cultura inginerului constructor. Totodată, literatura existentă asupra metodei drumului critic este foarte dezvoltată şi permite rezolvarea completă a problemelor esenţiale ce le pun reţelele tehnologice.

Întrucît toate premizele introducerii pe scară largă a reţelelor tehnologice sînt întrunite, rămîne de rezolvat doar problema organizării unei generalizări a utilizării lor în toate compartimentele interesate.

Bibliografie

[1] Lazăr S., Bicheru Fl. : *Montarea panourilor mari*. Descrierea tehnologiei de montaj cu ajutorul grafelor. CDCAS, Bucureşti, 1967.
[2] * * * : *Metodologie pentru folosirea grafelor retea la planificarea şi urmărirea executării lucrărilor de construcţii-montaj*. INCERC, Bucureşti 1965.
[3] Moder J. J. şi Phillips C.R. : *Project Management with CPM and PERT*. Reinhold Publishing Co, New York, 1964.
[4] Eisner H. : *A Generalized Network Approach to the Planning and Scheduling of a Research Program*. Operations Research, Vol. 10, 1962, p. 115–126.
[5] Elmaghraby S. E. : *An Algebra for the Analysis of Generalized Activity Networks*. Management Science, Vol. 10, 1964, p. 494–514.

Studiul dinamic al unui model de acoperiş lamelar cu dublă curbură

Ing. R. Marinov
Baza de cercetări ştiinţifice a Academiei R.S.R. – Timişoara

1. GENERALITĂŢI

1.1. În prezentul studiu se analizează formele de vibraţii proprii şi frecvenţele corespunzătoare pentru un model la scara 1 :10 al unui acoperiş lamelar cu dublă curbură executat din elemente de beton armat prefabricate.

Un asemenea studiu este justificat de faptul că asemenea acoperişuri la deschideri relativ mari de 30—50 m sînt sensibile la sarcinile seismice (mai ales în zonele apropiate de epicentru, unde predomină oscilaţiile verticale ale cutremurului).

2. DESCRIEREA MODELULUI

2.1. Modelul este realizat din lamele prefabricate din mortar armat, dispuse într-o reţea ortogonală după o suprafaţă de translaţie. Curbele directoare pe ambele direcţii sînt arce de cerc cu raza de 5,85 m (fig. 1).

2.2. Îmbinările lamelelor se fac cu ajutorul unui dorn din oţel-beton OL 38, introdus normal pe planul median într-un orificiu central al lamelei şi în cîte un orificiu de capăt al celor două lamele adiacente.

Orificiile sînt create cu ajutorul unei frete elicoidale introduse în lamele la betonare.

Lamelele pentru model s-au confecţionat din mortar 1 :3 cu ciment P 400 şi nisip normal cu adaos fin. Dimensiunile lamelei sînt redate în figura 2.

2.3. Acoperişul acoperă în plan un pătrat cu latura de 45 m. Pleoştirea arcelor de cerc este de 1/10 (fig. 1).

2.4. Reţeaua este susţinută marginal prin patru arce cu tiranţi. În prezentul studiu dinamic, arcele au fost rigide în planul lor prin interpunerea a încă doi stîlpi suplimentari (fig. 1), realizîndu-se ipoteza timpanelor rigide în planul lor.

2.5. Pentru preluarea eforturilor principale de întindere în zonele marginale, respectiv la colţuri, acoperişul a fost prevăzut cu o placă armată din mortar de ciment (modelînd placa de beton armat) extinsă pe o lungime de şase ochiuri de la arcul frontal. Grosimea plăcii este constantă de 6 mm exceptînd colţurile, unde ea este variabilă de la 6—15 mm.

2.6. Încărcarea acoperişului s-a efectuat cu cărămizi şi cuburi de beton etalonate în prealabil.

3. DETERMINĂRI EXPERIMENTALE

3.1. Pentru studiul pulsaţiilor proprii şi al formelor de vibraţie corespunzătoare, s-a asimilat reţeaua de lamele cu un sistem elastic cu mase concentrate dispuse după o reţea ca în figura 3, obţinîndu-se astfel un sistem elastic cu 49 grade de libertate.

Această asimilare este justificată de faptul că însuşi acoperişul este o reţea de elemente liniare încărcate în noduri, iar ochiurile reţelei de calcul nu sînt prea mari faţă de ochiurile reale, ţinînd seamă de scopul urmărit — determinarea pulsaţiilor proprii şi a formelor de vibraţie (o reţea mai deasă nu ar fi justificat complicarea substanţială a calculelor prin creşterea numărului gradelor de libertate). De fapt, aceeaşi reţea a fost aleasă şi la restul încercărilor modelului.

3.2. După cum se ştie, pentru un sistem cu n grade de libertate dinamică, pulsaţiile proprii se găsesc din rezolvarea ecuaţiei seculare :

$$\Delta = \begin{vmatrix} (\delta_{11} m_1 - \lambda), & \delta_{12} m_2 \ldots \delta_{1p} m_p \\ \delta_{21} m_1, & \delta_{22} m_2 - \lambda \ldots \delta_{2p} m_p \\ \delta_{p1} m_1 \ldots & \delta_{p2} m_2 \ldots \delta_{pp} m_p - \lambda \end{vmatrix} = 0 \quad (1\ a)$$

unde : δ_{ij} este deformaţia elastică din punctul i sub acţiunea forţei unitare din j
m_i — masa concentrată în i

$$\lambda = \frac{1}{\omega^2}; \quad \omega - \text{pulsaţia proprie.}$$

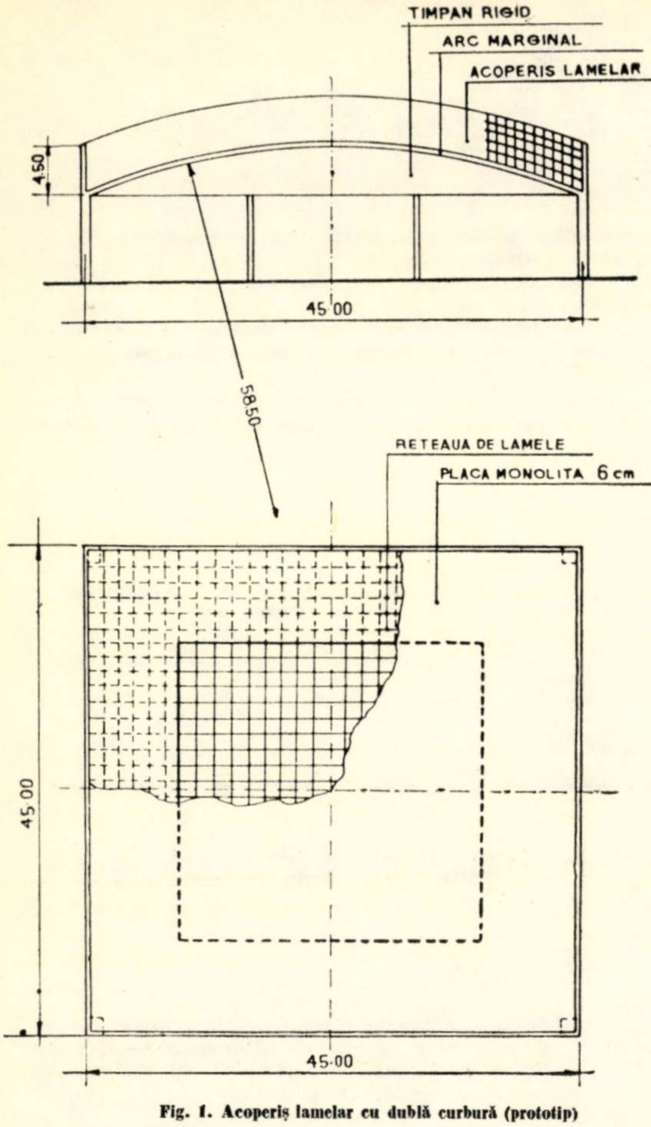

TIMPAN RIGID
ARC MARGINAL
ACOPERIS LAMELAR
4.50
45.00
58.50
RETEAUA DE LAMELE
PLACA MONOLITA 6 cm
45.00
45.00

Fig. 1. Acoperiş lamelar cu dublă curbură (prototip)

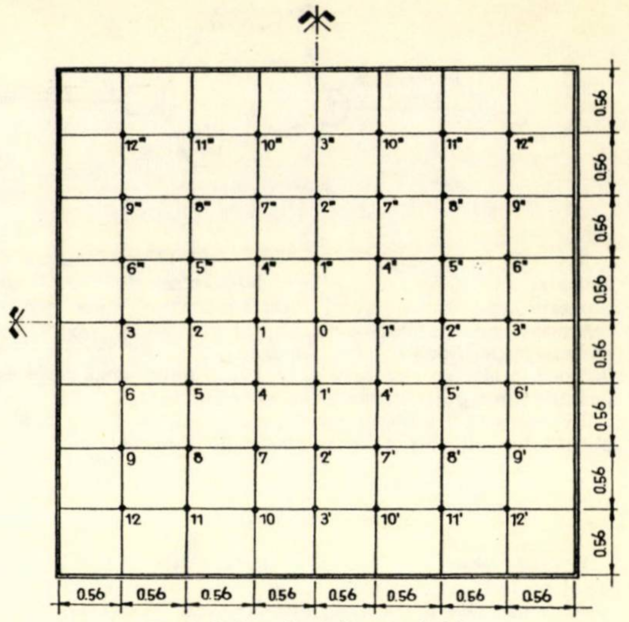

12" 11" 10" 3" 10" 11" 12"
9" 8" 7" 2" 7" 8" 9"
6" 5" 4" 1" 4" 5" 6"
3 2 1 0 1' 2' 3'
6 5 4 1' 4' 5' 6'
9 8 7 2' 7' 8' 9'
12 11 10 3' 10' 11' 12'
0.56

Fig. 3. Reţeaua de calcul a acoperişului

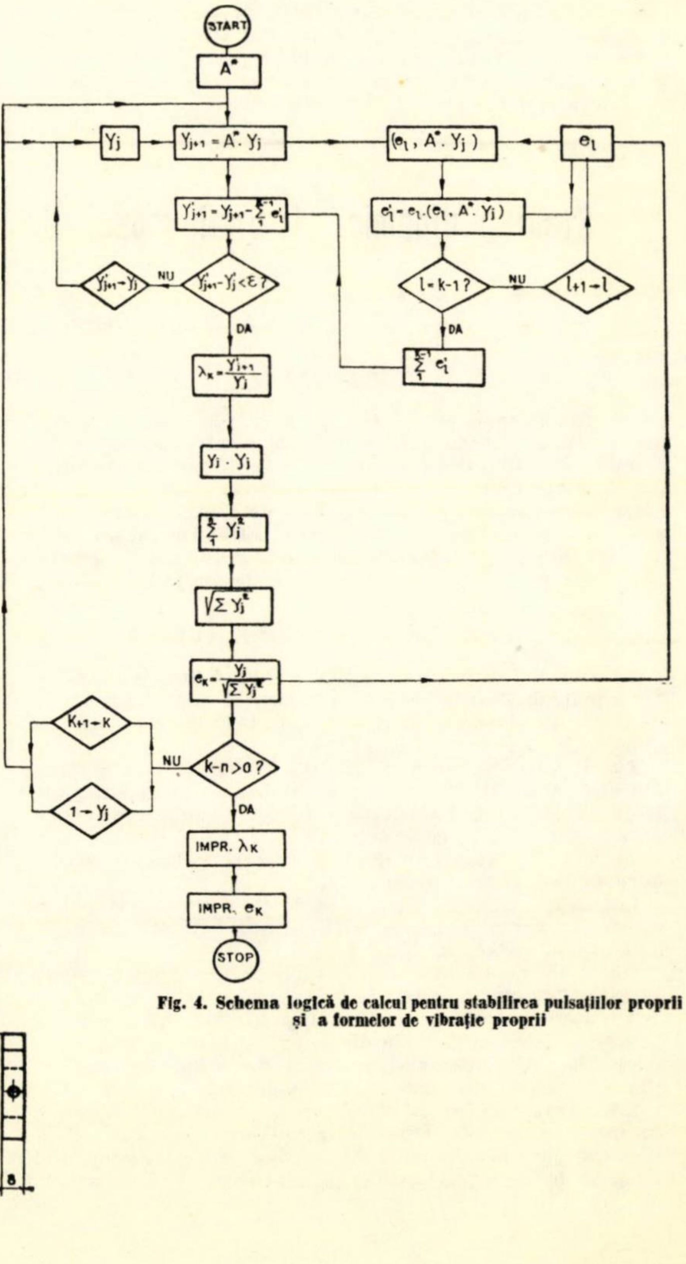
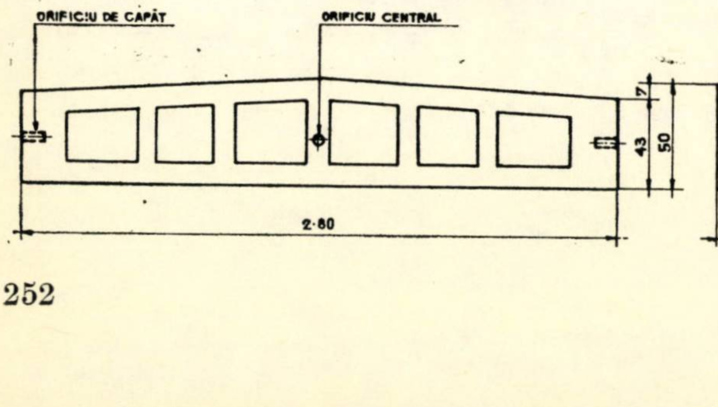

START
A*
Yj
Yj+1 = A*. Yj
(el , A*. Yj)
el
Yj+1 = Yj+1 − Σ e'l
e'l = el·(el , A*. Yj)
Yj+1 → Yj
NU
Yj+1 − Yj < ε ?
DA
l = k−1 ?
NU
l+1 → l
DA
Σ e'l
λk = Yj+1 / Yj
Yj · Yj
Σ Yj²
√Σ Yj²
ek = Yj / √Σ Yj²
K+1 → K
NU
k−n > 0 ?
1 → Yj
DA
IMPR. λK
IMPR. eK
STOP

Fig. 4. Schema logică de calcul pentru stabilirea pulsaţiilor proprii şi a formelor de vibraţie proprii

3.3. Pentru determinarea coeficienţilor δ_{ij} s-a încărcat modelul în punctele reţelei alese cu sarcini concentrate şi s-au măsurat săgeţile verticale din dreptul acestor puncte cu ajutorul unor microcomparatoare.

Greutatea proprie a acoperişului prototipului este de cca 200 kg/m^2 (inclusiv plăcile prefabricate, termoizolaţia, învelitoarea de tablă). Pe de altă parte, fiind necesare forţe concentrate suficient de mari ($\approx$12 kg) pentru a produce deplasări sesizabile de către microcomparatoare în punctele mai îndepărtate, acoperişul modelului a fost încărcat cu o sarcină de numai 96 kg/m^2 pentru a nu periclita rezistenţa acoperişului (forţele concentrate introduc eforturi locale mari) şi a menţine comportarea lamelelor în domeniul elastic. Acest lucru a fost verificat prin încărcări şi descărcări repetate în diferite puncte, revenirile fiind elastice.

Fig. 2. Lamela prefabricată


ORIFICIU DE CAPĂT
ORIFICIU CENTRAL
7
43
50
2·80
8

Masa concentrată care revine unui punct al rețelei este:

$$m = 96 \times 0{,}56 \times 0{,}56 \times \frac{1}{981} = 0{,}0306 \text{ kgf.s}^2/\text{cm}.$$

Mărimile δ_{ij} s-au determinat cu ajutorul microcomparatoarelor de precizie 1 :100.

În calcule s-a operat cu valorile lui δ_{ij} împărțite la valoarea $\alpha = 0{,}834 \times 10^{-4}$ cm/kgf.

4. DETERMINAREA FRECVENȚELOR PROPRII ȘI A FORMELOR PROPRII CORESPUNZĂTOARE

4.1. Determinarea ecuației seculare în forma polinomială și apoi rezolvarea ei este o problemă foarte complicată, care pentru cazul dat a 49 grade de libertate este practic imposibilă.

Pentru aflarea valorilor lui λ și a formelor proprii de vibrație, s-a aplicat următoarea metodă iterativă: [2], [6]. Relația (1 a) poate fi scrisă sub forma matricială:

$$(A - \lambda E) = 0, \qquad (1\ \text{b})$$

în care A este matricea $\|\delta_{ij}\, m_i\|$ și E este matricea unitară; (A este o matrice pătrată).

Cu ajutorul matricei A se calculează următorul șir de vectori:

$$y_0;\quad y_1 = A \cdot y_0;\quad y_2 = A \cdot y_1 \ldots y_k = A \cdot y_{k-1}, \qquad (2)$$

în care y_0 este un vector cu n componente (49 în cazul nostru) ales arbitrar (de exemplu, cu toți componenții unitari).

Valoarea lui λ_1 (prima valoare proprie) este limita raportului $\frac{y_{k+1}}{y_k}$; cu alte cuvinte iterația exprimată în (2) se va opri cînd diferențele $\varepsilon_y = y_{k+1}^{\max} - y_k^{\max}$ și $\varepsilon_\lambda = \lambda_{k+1} - \lambda_k$ devin suficient de mici.

Iterația este posibilă, procesul fiind convergent pentru sistemele elastice unde λ este întotdeauna real și pozitiv.

Vectorul propriu corespunzător lui λ_1 este chiar vectorul $y_1 \cong y_{k+1}$, deoarece s-a ajuns la:

$$A \cdot y_{k+1} \cong \lambda_1 \cdot y_{k+1}. \qquad (3)$$

Vectorul unitar propriu va fi: $e_1 = \frac{y_1}{|y_1|}$. (4 a)

A doua valoare proprie λ_2 și vectorul propriu corespunzător se vor deduce din iterația (2) efectuată concomitent cu iterația:

$$y_k' = A \cdot y_k - e_1 (e_1, A \cdot y_k), \qquad (5\ \text{a})$$

unde: (e_1, Ay_k) este produsul scalar al vectorilor e_1 și $A \cdot y_k$, adică:

$$\begin{aligned} & y_0; && y_0' = Ay_0 - e_1 (e_1, A \cdot y_0) \\ & y_1 = A \cdot y_0' && y_1' = Ay_1 - e_1 (e_1, A \cdot y_1) \qquad (6) \\ & y_{k+1} = A \cdot y_k' && y_{k+1}' = Ay_{k+1} - e_1 (e_1, A \cdot y_{k+1}). \end{aligned}$$

Condiția (5 a) exprimă ortogonalitatea vectorilor formelor proprii 1 și 2

$$(y_1, y_2) = 0. \qquad (5\ \text{b})$$

Valoarea lui λ_2 va fi $\lambda_2 = \frac{y_{k+1}'}{y_k'}$,

iar vectorul $y_2 \cong y_{k+1}'$ $e_2 = \frac{y_2}{|y_2|}$. (4)

Pentru determinarea lui λ_3 și y_3 procesul de iterație (2) se efectuează concomitent cu (5 c)

$$y_k'' = A \cdot y_k - e_1 (e_1, A \cdot y) - e_2 (e_2, A \cdot y_k). \qquad (5\ \text{c})$$

În acest mod se pot calcula toate pulsațiile proprii și vectorii proprii corespunzători.

Această metodă se poate programa la mașinile electronice de calcul. În figura 4 este dată schema logică de calcul pentru această problemă.

4.2. În cazul modelului dat, folosind simetria acestuia, problema poate fi simplificată, în locul sistemului cu 49 grade de libertate, rezolvînd sisteme cu un număr redus de grade de libertate.

Notînd cu Ω_{pq} forma de vibrație a acoperișului pentru care pe direcția x se produc p semiunde, iar pe direcția $y-q$ semiunde, totalitatea formelor de vibrație Ω_{pq}, cu pulsațiile proprii corespunzătoare ω_{pq}, se vor grupa în cinci grupe fundamentale de forme proprii, în funcție de valorile lui p și q. Astfel vom distinge:

1. Grupa formelor Ω_{pq}, pentru care $p = q = 2k + 1$ (Ω_{11}, Ω_{33}, Ω_{55}, Ω_{77}) cu patru forme distincte. Pentru această grupă vom avea

$$\delta_{ij} = \delta_{ij}' = \delta_{ij}'' = \delta_{ij}''' \qquad (7\ \text{a})$$

(valorile δ_{ij} simetrice față de diagonale sînt egale).

2. Grupa formelor Ω_{pq} pentru care $p = 2\,k + 1$; $q = 2l + 1$; $k \neq l$. (Ω_{13}, Ω_{15}, Ω_{35}...) cu șase forme distincte.

Tabela 1

Elementele matricei A* ($\Delta_{ij} \cdot m_i$) pentru formele de vibrație proprii Ω_{pq} la care $p = q = 2\,k + 1$ $k = 0,1,2$ . . . (Ω_{11}, Ω_{35}, Ω_{55}, Ω_{77}) patru forme distincte

i	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	60,0	32,0	12,0	−16,0	−5,66	7,0	8,0	−7,1	4,24	0
1	32,0	60,0	24,0	2,0	−2,83	−5,0	−8,0	−1,41	1,41	0
2	12,0	24,0	48,0	4,0	9,9	8,0	4,0	−2,83	−1,41	0
3	−16,0	2,0	4,0	32,0	7,1	−6,0	6,0	4,24	−5,66	−1,0
4	− 5,66	−2,83	9,9	7,1	60,0	9,9	4,24	6,40	3,20	−1,13
5	7,0	5,0	8,0	6,0	9,9	24,0	−2,0	−2,83	5,66	3,0
6	− 8,0	−8,0	4,0	6,0	4,24	−2,0	12,0	5,66	0	−2,0
7	− 7,1	− 1,41	−2,83	4,24	6,40	−2,83	5,66	16,0	2,0	−1,0
8	4,24	1,41	−1,41	−5,66	3,20	5,66	2,0	12,0	12,03	2,83
9	0	0	0	−1,0	−1,13	3,0	−2,0	−2,0	2,83	4,00

Valorile din tablă sînt multiplicate cu $\frac{1}{\alpha m} = 3{,}92 \times 10^5$. $1/\text{s}^2$

Tabela 2

Elementele matricei $A^{\star}$ ($\Delta_{ij}\ m_i$) pentru formele de vibrație proprii Ω_{pq} la care $p = 2k + 1$; $q = 2l$; $k = 0,1,2\dots\frac{n-1}{2}$; $l = 0,1,2\dots\frac{n-1}{2}$ (Ω_{12}, Ω_{23}, Ω_{14}, Ω_{43} etc.) 12 forme distincte

j \ i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	27,0	10,3	−3,9	−3,1	11,2	7,8	−1,4	−2,8	1,0	−0,7	00,0	0,0
2	10,3	20,0	2,0	−1,0	7,1	8,0	1,0	0,0	2,5	2,5	0,5	0,0
3	−3,9	2,0	18,0	4,0	−4,3	0,5	3,5	2,5	−0,7	−0,5	−0,6	0,5
4	−3,1	−1,0	4,0	10,0	−2,1	−2,5	3,0	1,0	−0,3	−0,4	−1,0	−0,4
5	11,2	7,1	−4,3	−2,1	23,5	10,3	−3,9	−2,8	3,0	3,5	−1,0	−0,7
6	7,8	8,0	0,5	−2,5	10,3	17,6	1,0	−1,0	2,8	3,0	0,5	−0,5
7	−1,4	1,0	3,5	3,0	−3,9	1,0	11,0	3,2	−1,8	−2,0	2,5	1,5
8	−2,8	0,0	2,5	1,0	−2,8	−1,0	3,2	8,0	−0,7	−0,4	0,6	0,4
9	1,0	2,5	−0,7	−0,3	3,0	2,8	−1,8	−0,7	4,0	2,1	1,0	−0,7
10	−0,7	2,5	−0,5	−0,4	3‘5	3,0	−2,0	−0,4	2,1	5,0	1,0	−0,5
11	0	0,5	−0,6	−1,0	−1,0	0,5	2,5	0,6	1,0	1,0	3,2	0,5
12	0	0,0	0,5	−0,4	−0,7	−0,5	1,5	0,4	−0,7	−0,5	0,5	2,4

Valorile din tabelă sînt multiplicate cu $3{,}92 \times 10^5$.

Pentru această grupă vom avea:

$$\delta_{ij} = \delta'_{ij} = \delta''_{ij} = \delta'''_{ij}$$

(valorile δ_{ij} simetrice față de diagonale nu sînt egale).

3. Grupa formelor Ω_{pq}, pentru care $p = 2k + 1$; $q = 2l$. (Ω_{12}, Ω_{23}, Ω_{14} etc.) cu 12 forme distincte.

Pentru aceste forme vom avea:

$$\delta_{ij} = -\delta'_{ij} = -\delta''_{ij} = -\delta'''_{ij} \tag{7 b}$$

4. Grupa formelor Ω_{pq} pentru care $p = q = 2k$ (Ω_{22}, Ω_{44}, Ω_{66}) — trei forme distincte.

Pentru această grupă:

$$\delta_{ij} =,- \delta'_{ij} = \delta''_{ij} = -\delta'''_{ij} \tag{7 c}$$

(valorile lui δ_{ij} simetrice față de diagonale sînt egale).

5. Grupa formelor Ω_{pq}, pentru care $p = 2k$; $q = 2l$; $k \neq l$. (Ω_{21}, Ω_{26}, Ω_{46}) cu trei forme distincte.

Pentru această grupă:

$$\delta_{ij} = -\delta'_{ij} = \delta''_{ij} = -\delta'''_{ji}$$

(valorile lui δ_{ij} simetrice față de diagonale nu sînt egale). Este evident că în baza simetriei mecanice și geometrice

$$\Omega_{pq} = \Omega_{qp} \text{ și } \omega_{pq} = \omega_{qp}.$$

Spectrul frecvențelor proprii este format din șirul valorilor ω_{pq} din toate cele cinci grupe de forme Ω_{pq} dispuse în ordine crescătoare. Această ordine coincide cu ordinea crescătoare pentru valorile lui $(p + q)$ $\omega_{11}, \omega_{12}, \omega_{22}, \omega_{13}$ etc.

4.3. Pentru prima grupă fundamentală de forme proprii, exprimată prin condiția (7 a) sistemul inițial se reduce la un sistem cu 10 grade de libertate. Dispoziția punctelor rețelei este dată în figura 5. Pentru acest caz, masele concentrate nu mai sînt constante pentru toate gradele de libertate (de exemplu $m_0 = m$; $m_1 = 4m$; $m_3 = 4m$; $m_4 = 8m$ etc.). Matricea maselor este de forma:

$$M = \begin{vmatrix} 1, & 4, & 4, & 4, & 8, & 4, & 4, & 8, & 8, & 4 \\ 1, & 4. & \dots & & & & & & 8, & 4 \\ \cdot & \cdot & & & & & & & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & & & & & & & \cdot & \cdot \\ 1, & 4. & \dots & & & & & & 8, & 4 \end{vmatrix} \cdot m \tag{8}$$

Coeficienții elastici ai deplasărilor Δ_{ij} se vor calcula ținînd seamă de condiția (7 a).

Exemplu:

$$\Delta_{00} = \delta_{00},\ \Delta_{10} = \frac{1}{4}\delta_{10};\ \Delta_{11} = \frac{1}{4}(\delta_{11} + \delta_{11'} + \delta_{11''} + \delta_{11'''})$$

$$\Delta_{14} = \frac{1}{8}\cdot(\delta_{14} + \bar{\delta}_{14} + \delta_{14'} + \bar{\delta}_{14'} + \delta_{14''} + \bar{\delta}_{14''} + \delta_{14'''} + \bar{\delta}_{14'''}) \text{ etc.} \tag{9}$$

Matricea $A = \|\Delta_{ij}\, m_i\|$ este însă nesimetrică (datorită nesimetriei matricei M). De aceea vom determina matricea simetrică $A^{\star}$.

$$A^{\star} = N^{-1}\cdot A \cdot N. \tag{10 a}$$

$$\text{unde } N = \begin{vmatrix} \sqrt{m_1} & & & \\ & \sqrt{m_2} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \sqrt{m_n} \end{vmatrix} \tag{10 b}$$

$$\text{și } N^{-1} = \begin{vmatrix} \frac{1}{\sqrt{m_1}} & & & \\ & \frac{1}{\sqrt{m_2}} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \frac{1}{\sqrt{m_n}} \end{vmatrix} \tag{10 c}$$

Elementele matricei $A^{\star}$ sînt date în tabela 1.

Matricei $A^{\star}$ astfel calculate, aplicîndu-i iterația (2) de la punctul 4.1, după 13 iterații, s-a obținut valoarea lui $\lambda_1 = 107{,}5$ și vectorul unitar propriu:

$x_0 = 0{,}62960$; $x_1 = 0{,}64300$; $x_2 = 0{,}38320$; $x_3 = 0{,}12230$

$x_4 = -0{,}05284$; $x_5 = 0{,}06362$; $x_6 = -0{,}10780$; $x_7 = -0{,}8983$

$x_8 = 0{,}03974$; $x_9 = 0{,}00847$.

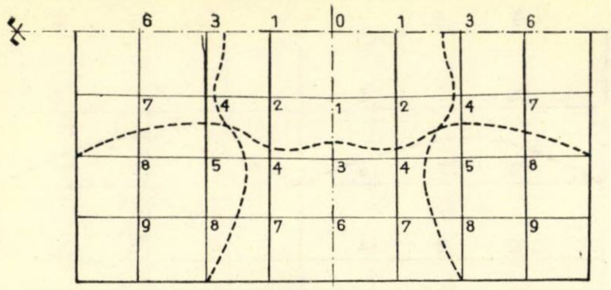


Fig. 5. Rețeaua de calcul și liniile nodale pentru forme de vibrație Ω_{33}

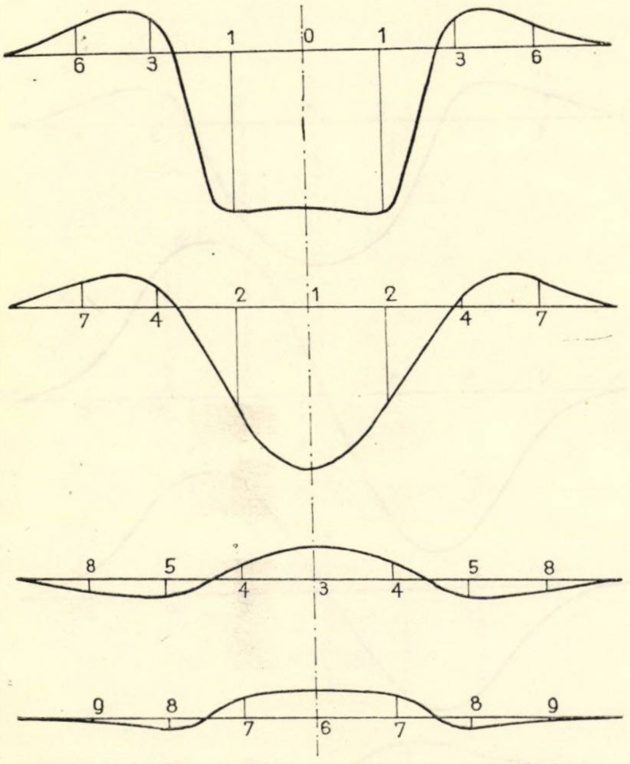


Fig. 6. Alura deplasărilor punctelor rețelei pentru forma de vibrație Ω_{33}

Tabela 3

Elementele matricei A^* (Δ_{ji}, m_i) pentru formele de vibrație proprii Ωpq la care $p = q = 2k \left(k = 0,1,2 \; . \; . \; . \; . \; \frac{n-1}{2}\right)$

(Ω_{22}, Ω_{44}, Ω_{66}) trei forme distincte.

j \ i	1	2	3	4	5	6
1	10,0	10,20	−1,40	4,75	0,70	0,0
2	10,2	18,5	3,0	9,15	3,3	0,4
3	−1,4	3,0	5,2	2,8	0,7	−0,4
4	4,75	9,15	2,8	11,0	2,8	1,25
5	0,7	3,3	0,7	2,8	4,0	0,7
6	0	0,4	−0,4	1,25	0,7	1,5

Valorile din tabelă sînt multiplicate cu $\frac{1}{\alpha.\, m} = 3{,}92 \times 10^5$

În figura 6 este reprezentată grafic alura deplasărilor punctelor rețelei acoperișului corespunzătoare acestei forme de vibrație. Se constată că prima formă de vibrație din condițiile (7 a) corespunde formei Ω_{33}.

Lipsa formei Ω_{11} se poate explica prin rigiditatea mărită a marginilor, datorită plăcii monolite.

4.4. În mod identic ca la punctul 4.3 pentru grupul fundamental de forme proprii (Ω_{12}, Ω_{23} etc.) s-au determinat valorile lui Δ_{ij} ținînd seamă de relația (7 b) și elementele matricei A^* care sînt redate în tabela 2.

Aplicînd iterația de la punctul 4.1 se obține valoarea lui $\lambda_1 = 104{,}2$ și vectorul unitar propriu :

$$x_1 = 0{,}5710\,; \quad x_2 = 0{,}4080\,; \quad x_3 = -\,0{,}1270\,; \quad x_4 = -0{,}082$$

$$x_5 = 0{,}5360\,; \quad x_6 = 0{,}4020\,; \quad x_7 = -\,0{,}0830\,; \quad x_8 = -\,0{,}096$$

$$x_9 = 0{,}1000\,; \quad x_{10} = 0{,}0890\,; \quad x_{11} = -\,0{,}0012\,; \quad x_{12} = 0{,}0177.$$

În figura 8 sînt redate deplasările punctelor rețelei corespunzătoare acestei forme de vibrație. Se constată că ea corespunde formei Ω_{23}.

4.5. Pentru grupa de forme proprii (Ω_{22},Ω_{44}, Ω_{66}) elementele matricei A^* sînt redate în tabela 3.

În urma aplicării metodei iterative s-a determinat valoarea lui $\lambda_1 = 126{,}4$ (corespunzătoare lui Ω_{22}) cu vectorul propriu :

$$x_1 = 0{,}4550\,; \quad x_2 = 0{,}7280\,; \quad x_3 = 0{,}1120$$

$$x_4 = 0{,}4750\,; \quad x_5 = 0{,}1530\,; \quad x_6 = 0{,}0310$$

și valoarea lui $\lambda_2 = 34{,}56$ (corespunzătoare lui Ω_{44}) cu vectorul propriu :

$$x_1 = -\,0{,}603\,; \quad x_2 = -\,0{,}076\,; \quad x_3 = 0{,}592$$

$$x_4 = 0{,}470\,; \quad x_5 = 0{,}231\,; \quad x_6 = 0{,}074.$$

În figura 10 sînt reprezentate deplasările punctelor rețelei pentru forma Ω_{22}.

4.6. Pentru grupul fundamental de forme proprii Ω_{21}, Ω_{26}, Ω_{46}, elementele matricei A^* sînt redate în tabela 4.

Tabela 4

Elementele matricei A* (Δ_{ij}, m_i) pentru formele de vibrație proprii Ω_{pq} la care $p = 2k\,; q = 2l\,;\ k \neq l\,; k \neq 1{,}2\,.\,.\ \frac{n-1}{2}$

$l = 1{,}2\,.\,.\ \frac{n-1}{2}$

Ω_{24}, Ω_{26}, Ω_{46}, trei forme distincte

j \ i	1	2	3	4	5	6
1	10,0	7,00	0,75	1,0	−0,25	0,0
2	7,0	12,0	2,25	1,25	0,50	−0,20
3	0,75	2,25	3,25	0	−0,50	−0,25
4	1,00	1,25	0	5,0	0,25	0,0
5	−0,25	0,50	−0,50	0,25	4,00	0,25
6	0,0	−0,2	−0,21	0,0	0,25	1,25

Valorile din tabelă sînt multiplicate cu $1/\alpha m = 3{,}92 \text{x} 10^5$

În urma calculului iterativ s-a ajuns la valoarea lui $\lambda_1 = 18{,}4$ și vectorul propriu :

$$x_1 = 0{,}636\,; \quad x_2 = 0{,}752\,; \quad x_3 = 0{,}144$$

$$x_4 = 0{,}089\,; \quad x_5 = -\,0{,}012\,; \quad x_6 = -\,0{,}010$$

Deoarece în studiul dinamic al acoperișului lamelar interesează primele 4—5 forme de oscilație la punctele 4.3, 4.4 și 4.6 s-au determinat numai valorile lui λ_1 și vectorul propriu corespunzător (prima formă de vibraţie). De asemenea, întrucît formele Ω_{1q} lipsesc, nu s-a calculat valoarea lui λ_1 pentru grupa de forme Ω_{13}, Ω_{15}, Ω_{35} etc., a cărei primă formă de vibraţie ar fi Ω_{35} cu $\omega_{35} > \omega_{44}$.

4.7. Pulsaţiile proprii corespunzătoare formelor de vibraţie studiate se vor calcula cu formula :

$$\omega_{pq} = \sqrt{\frac{1}{\alpha \cdot m \cdot \lambda_{pq}}}. \tag{11}$$

Se obţin astfel valorile :

$\omega_{22} =$ 55,7 rad/s (primul mod de vibraţie)

$\omega_{23} =$ 57,6 rad/s (al doilea mod de vibraţie)

$\omega_{33} =$ 61,6 rad/s (al treilea mod de vibraţie)

$\omega_{24} =$ 70,6 rad/s (al patrulea mod de vibraţie)

$\omega_{44} =$ 109,5 rad/s (al cincilea mod de vibraţie).

5. DETERMINAREA PULSAŢIILOR PROPRII ALE PROTOTIPULUI

5.1. În paragraful precedent s-au determinat pulsaţiile proprii ale modelului, corespunzătoare unei încărcări de 96 kg/m². Încărcarea din greutate permanentă a prototipului fiind de 200 kg/m² va trebui să determinăm în prealabil pulsaţiile proprii ale modelului pentru o încărcare de 200 kg/m². Această creştere a sarcinii distribuite pe suprafaţa acoperişului are ca urmare o scădere a valorilor pulsaţiilor proprii.

Influenţa creşterii maselor se resimte asupra valorii pulsaţiilor în două moduri :

1. *Direct*, pătratele pulsaţiilor fiind invers proporţionale cu valorile maselor (pentru acelaşi sistem elastic).

$$\omega_1^2/\omega_2^2 = m_2/m_1\,. \tag{12}$$

2. *Indirect*: prin creşterea încărcării distribuite (deci şi a maselor) cresc forţele de compresiune din lamele, ceea ce duce la o scădere a pulsaţiilor conform relaţiei :

$$\omega_N = \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \tag{13}$$

valabilă în cazul barelor.

Sintetizînd efectele citate mai sus, vom putea stabili relaţia între ω_1 şi $\overline{\omega}_2$ pentru cazul creşterii masei de la m_1 la m_2. (S-a admis creşterea liniară a efortului axial cu încărcarea şi determinarea lui N_{cr} în domeniul elastic.)

Astfel

$$\frac{\omega}{\overline{\omega}} = \sqrt{\frac{m_2}{m_1}} \cdot \sqrt{\frac{p_{cr} - p_1}{p_{cr} - p_2}}. \tag{14}$$

În cazul nostru

$$\frac{m_2}{m_1} = \frac{p_2}{p_1} = \frac{200}{96} = 2{,}08$$

$$p_{cr} = \frac{c \cdot E \cdot \delta_{ech}^2}{r^2}; \; c = 0{,}05,\; E = 320\,000 \text{ kg/cm}^2,\; r = 5{,}85 \text{ m}$$

$$\delta_{ech} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{\text{lamelă}}}{l}} = 1{,}755 \text{ cm} \tag{15 a, b}$$

$$p_{cr} \cong 1\,000 \text{ kg/m}^2; \quad \overline{\omega} = 0{,}645 \cdot \omega. \tag{15 c}$$

Deci

$\overline{\omega}_{22} =$ 35,9 rad/s.

$\overline{\omega}_{23} =$ 37,2 rad/s.

$\overline{\omega}_{33} =$ 39,7 rad/s.

$\overline{\omega}_{24} =$ 45,6 rad/s.

$\overline{\omega}_{44} =$ 71,3 rad/s.

5.2. Notînd cu λ scara geometrică a modelului ($\lambda = 10$ pentru cazul nostru), cu θ scara timpilor, cu ξ scara modu-

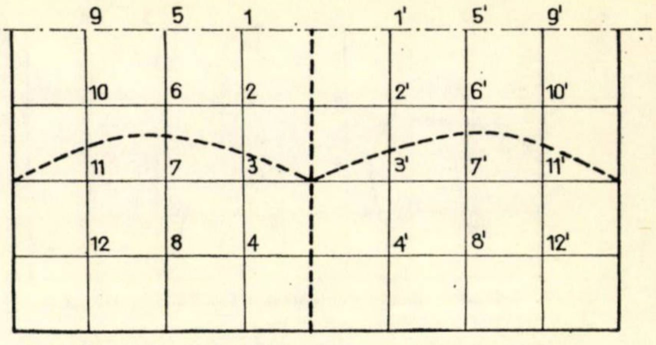


Fig. 7. Reţeaua de calcul şi liniile nodale pentru forma de vibraţie Ω_{23}

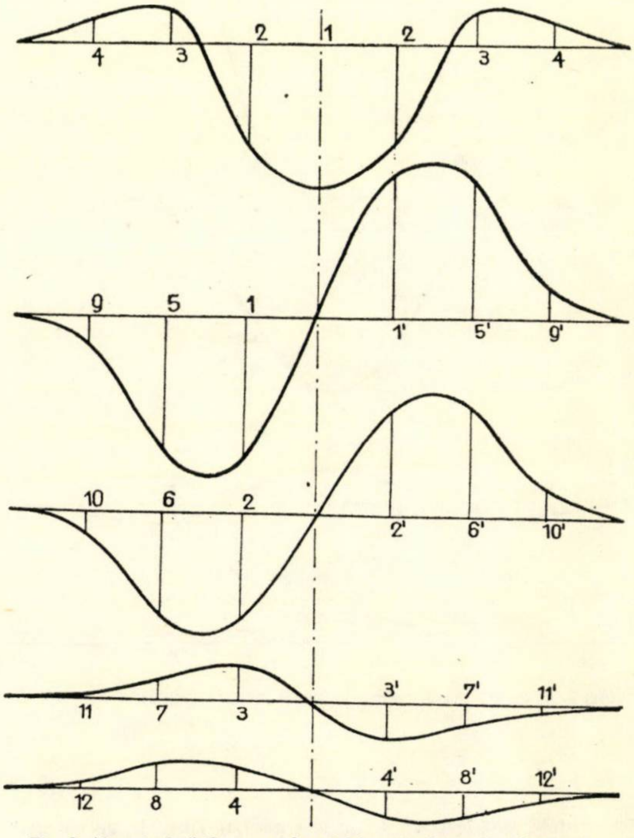
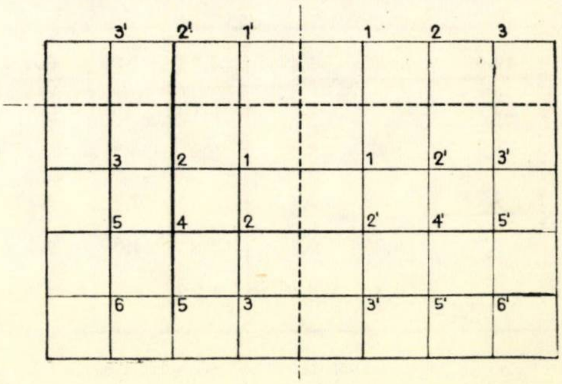


Fig. 8. Alura deplasărilor punctelor reţelei pentru forma de vibraţie Ω_{23}

Fig. 9. Reţeaua de calcul şi liniile nodale pentru forma de vibraţie Ω_{22}



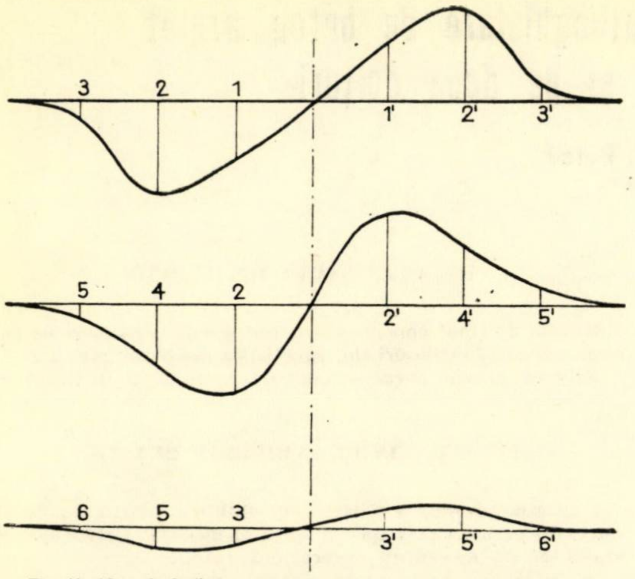


Fig. 10. Alura deplasărilor punctelor rețelei pentru forma de vibrație Ω_{22}

lilor de elasticitate, condiția de similitudine pentru vibrații va fi:

$$\theta = \sqrt{\frac{\lambda}{\xi}}. \tag{16 a}$$

Presupunînd pe $\xi \cong 1$ (materialul modelului este identic cu cel al prototipului) rezultă pentru $\theta = T_p/T_m = 3{,}163$ și deci:

$$\omega_p = 0{,}316 \cdot \omega_m. \tag{16 b}$$

Vor rezulta pentru prototip următoarele valori ale pulsațiilor, frecvențelor și perioadelor:

$\omega_{22} = 11{,}36$ rad/s $\quad f_{22} = 1{,}81$ per/s $\quad T_{22} = 0{,}55$ s

$\omega_{23} = 11{,}76$ rad/s $\quad f_{23} = 1{,}87$ per/s $\quad T_{23} = 0{,}53$ s

$\omega_{33} = 12{,}5$ rad/s $\quad f_{33} = 1{,}99$ per/s $\quad T_{33} = 0{,}50$ s

$\omega_{21} = 14{,}4$ rad/s $\quad f_{21} = 2{,}29$ per/s $\quad T_{21} = 0{,}43$ s

$\omega_{44} = 22{,}5$ rad/s $\quad f_{44} = 3{,}58$ per/s $\quad T_{44} = 0{,}28$ s

6. CONSIDERAȚII PRIVIND CALCULUL ACOPERIȘULUI LA SARCINI SEISMICE

6.1. După cum rezultă din paragraful precedent, primele 3–4 forme de vibrație sînt foarte apropiate, fiind necesară luarea în considerație a cel puțin primelor trei forme de vibrație în calculul seismic. Deoarece mișcarea seismică este neperiodică, răspunsul dinamic maxim al structurii se va obține ca o medie patratică a răspunsurilor dinamice corespunzătoare fiecărui mod de vibrație

$$R_k = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} R_k^2(i)} \tag{17}$$

unde $R_k(i)$ este răspunsul dinamic al structurii pentru modul „i" de vibrație (efort, deplasare, deformație).

6.2. Utilizînd spectrele de viteză, în modul de vibrație „i" forța seismică care acționează în punctul k este dată de formula:

$$F_k(i) = M_k \cdot \omega_i \cdot a_{ki} \cdot S_v, \tag{18 a}$$

unde:

a_{ki} este coeficientul de formă pentru punctul k în modul de vibrație „i";

$$a_{ki} = \frac{\sum^{n} M_k \cdot x_{ki}}{\sum^{n} M_k \cdot x_{ki}^2} \cdot x_{ki} \tag{19}$$

Sv — spectrul de viteză al cutremurului.

După metoda prof. Korcinski (normele sovietice), forța seismică se exprimă prin formula:

$$S_k(i) = Q_k \cdot a_{ki} \cdot \beta_i \cdot K, \tag{18 b}$$

unde:

Q_k este greutatea sarcinii corespunzătoare punctului „k"

β_i — coeficient dinamic corespunzător formei „i"

K — coeficient caracterizînd gradul cutremurului

$\beta(i) = f(i) \cdot 1{,}5$ (construcții flexibile).

Pentru primul mod de vibrație, spre exemplu, considerînd $K = 0{,}05$ (cutremur de gradul 8),

$$\beta_i = 1{,}5 \times 1{,}81 = 2{,}71$$

$$Q_k = 200 \times 5{,}6 \times 5{,}6 = 6\,300 \text{ kg}.$$

Calculînd coeficientul a_{ki} cu formula (19) se obțin forțele seismice:

$$S_1 = 7{,}32 \text{ kg}; \quad S_2 = 171 \text{ kg}; \quad S_3 = 180 \text{ kg}$$

$$S_4 = 765 \text{ kg}; \quad S_5 = 246 \text{ kg}; \quad S_6 = 50 \text{ kg}.$$

Se observă că pentru un singur mod de vibrație forțele seismice sînt relativ mici, cea mai mare fiind de cca 19% din sarcina permanentă.

Luarea în considerare a mai multor moduri de vibrație este absolut necesară. Deoarece repartizarea forțelor seismice este afină cu alura formelor proprii de vibrație, forțele seismice vor fi mai mari spre centrul acoperișului.

7. CONCLUZII

7.1. Metoda calculului iterativ indicată în paragraful 4 pentru determinarea caracteristicilor dinamice ale structurii este deosebit de fructuoasă, dacă se aplică și descompunerea în forme proprii prestabilite pentru un sistem cu un număr mare de grade de libertate, avînd posibilitatea aflării cu destulă facilitate a unui număr dorit de forme de vibrație proprii. Metoda are și avantajul unei programări comode la mașina electronică de calcul. Metoda necesită măsurarea experimentală a deplasărilor δ_{ij}.

7.2. Perioadele proprii ale acoperișului fiind între 0,2–0,55 s, situează acest caz în zona valorilor mari ale coeficienților seismici după majoritatea regulamentelor pentru calculul seismic, ceea ce indică o sensibilitate destul de pronunțată a acoperișului față de cutremure.

7.3. Pulsațiile proprii ale primelor trei forme de vibrații fiind foarte apropiate, se impune luarea în considerație obligatorie a primelor trei forme și recomandabil chiar a primelor patru forme de vibrație, în calculul seismic.

7.4. Amortizarea vibrațiilor are o importanță relativ mare în solicitarea acestui gen de acoperiș.

Deoarece determinarea factorului de amortizare nu e recomandabil a se face pe model — legile similitudinii nefiind bine stăpînite pentru acest fenomen — este recomandabil ca acest coeficient să se ia conform literaturii de specialitate sau să se determine direct pe prototip. Valoarea factorului de amortizare se va lua maximum $\nu = 0{,}10$.

7.5. În zona centrală a acoperișului, unde forțele seismice sînt maxime (aproximativ o zonă de șase ochiuri de la centru), este recomandabil ca îmbinarea lamelelor să poată rezista la eventuale eforturi de întindere.

7.6. În zonele din lungul liniilor nodale, unde sarcinile seismice schimbă de semn, este indicat ca îmbinarea lamelelor să poată prelua eforturi de forfecare, datorită forțelor tăietoare ce pot avea loc aici.

Bibliografie

[1] Avram C., Grüner I.: *Acoperiș lamelar din elemente prefabricate*. Buletin INCERC-ISCAS nr. 3/1961.

[2] A. Beleș, M. Ifrim: *Elemente de seismologie inginerească*, Editura Tehnică, 1962.

[3] Dubarski O. M., Lovitman V. S.: *Rasciot ram na electronnîh mașinah*, Izdatelstvo literaturi po stroitelistvu, Moscova, 1965.

[4] Fadeev D. K., Fadeeva V. N.: *Visclitelnîe metodî lineinoi alghebrî*, Fizmatghiz, 1963.

[5] Lisovschi A.: *Măsurarea vibrațiilor pe modele de plăci subțiri*, Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr. 2, 1961.

[6] Kolovsek V.: *Dynamik der Baukonstruktionen*, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1962.

Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe o latură şi pe două colţuri

Dr. ing. V. Petcu
I.N.C.E.R.C.

În cadrul acestui studiu se stabilesc elementele necesare pentru dimensionarea în domeniul plastic a plăcilor dreptunghiulare de beton armat, simplu rezemate pe o latură şi pe cele două colţuri opuse acesteia, solicitate de încărcări permanente şi temporare, uniform distribuite pe toată suprafaţa lor.

Schema plăcilor şi modul lor de solicitare sînt reprezentate în figura 1.

Studiul are la bază principiile metodei de calcul la starea limită de rezistenţă.

I. NOTAŢII

g — încărcarea permanentă de calcul, uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă;

l_1, l_2 — mărimile laturilor plăcii, l_1 fiind latura mică;

L_M — lucrul mecanic virtual al momentelor plastice care acţionează de-a lungul liniilor de rupere, în stadiul de mecanism al plăcii;

L_Q — lucrul mecanic virtual al încărcărilor de calcul, în stadiul de mecanism al plăcii;

M_1, M_2 — momentele elastice maxime ale plăcii, pe unitatea de lăţime, pe direcţiile laturilor l_1 şi l_2;

M_{p1}, M_{p2} — momentele plastice ale plăcii, pe unitatea de lăţime, pe direcţiile laturilor l_1 şi l_2;

p_1 — încărcarea temporară uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă, corespunzătoare atingerii limitei de curgere de calcul simultan în punctele cele mai solicitate ale armăturii de pe cele două direcţii ale plăcii;

p_n — încărcarea temporară normată, uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă;

p_u — încărcarea temporară de calcul, uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă;

r — coeficientul de redistribuţie al plăcii, obţinut în ipoteza transformării acesteia în mecanism sub acţiunea încărcărilor de calcul;

α_1, α_2 — coeficienţii de influenţă ai momentelor elastice maxime M_1 şi M_2;

ξ, η — parametrii mecanismului de rupere a plăcii;

$$q_1 = g + p_1;\; q_u = g + p_u;\; \lambda = \frac{l_1}{l_2}.$$

II. IPOTEZE DE CALCUL

Determinarea capacităţii de rezistenţă a plăcilor se face pe baza teoriei liniilor de rupere, utilizîndu-se în acest scop următoarele ipoteze de calcul:

1. Plăcile sînt solicitate de încărcări permanente şi temporare uniform distribuite pe toată suprafaţa lor.
2. Încărcarea permanentă se consideră constantă şi egală cu valoarea ei de calcul.
3. Încărcarea temporară poate varia de la zero la valoarea ei de calcul.
4. Pe direcţia fiecărei laturi, armătura este uniform distribuită pe toată lăţimea plăcilor.
5. Epuizarea capacităţii de rezistenţă a plăcilor are loc prin transformarea lor în mecanisme, sub acţiunea încărcărilor permanente şi temporare de calcul, ca urmare a formării unui număr suficient de linii de rupere.
6. Plăcile se presupun asigurate împotriva ruperii prin străpungere a colţurilor opuse laturii simplu rezemate.

III. MECANISMUL DE RUPERE

Plăcile de tipul considerat au un singur mecanism de rupere, ale cărui deplasări sînt funcţie de doi parametri, ξ şi η. Schema acestui mecanism este reprezentată în figura 2.

IV. ECUAŢIA DE ECHILIBRU PLASTIC

Expresia generală a ecuaţiei de echilibru plastic a plăcilor obţinută pe baza principiului lucrului mecanic virtual aplicat stadiului de mecanism al acestora este

$$L_M + L_Q = 0. \tag{1}$$

Pentru o deplasare virtuală unitară a punctului de intersecţie a liniilor de rupere, lucrurile mecanice virtuale produse de momentele plastice şi de încărcările permanente şi temporare de calcul au expresiile:

$$L_M = -\frac{M_{p1}(1+2\eta)^2 + 4\lambda^2\xi(1+2\eta-2\xi\eta)M_{p2}}{\lambda\xi(1+2\eta)(1+2\eta-2\xi\eta)} \tag{2}$$

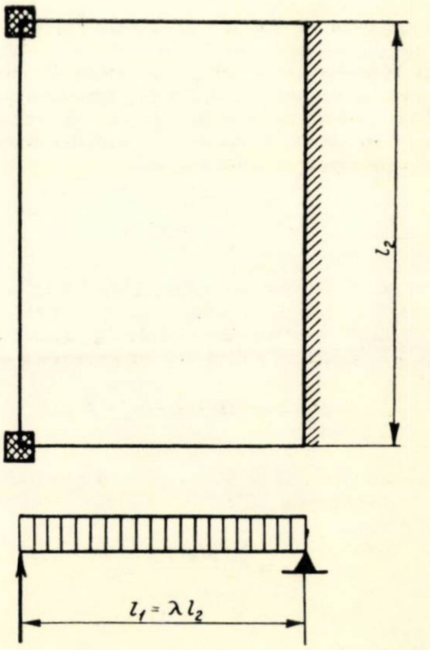
şi

$$L_Q = \frac{\lambda}{6}\cdot\frac{3(1+2\eta)^2-\xi(1+6\eta+12\eta^2)}{(1+2\eta)(1+2\eta-2\xi\eta)}\cdot q_u\, l_2^2. \tag{3}$$

Ţinînd seamă de relaţiile (2) şi (3), ecuaţia (1) devine

$$\begin{aligned}6[(1+2\eta)^2M_{p1} + 4\lambda^2\xi(1+2\eta-2\xi\eta)M_{p2}] &=\\ = \lambda^2[3\xi(1+2\eta)^2 - \xi^2(1+6\eta+12\eta^2]q_u\, l_2^2.\end{aligned} \tag{4}$$

Fig. 1



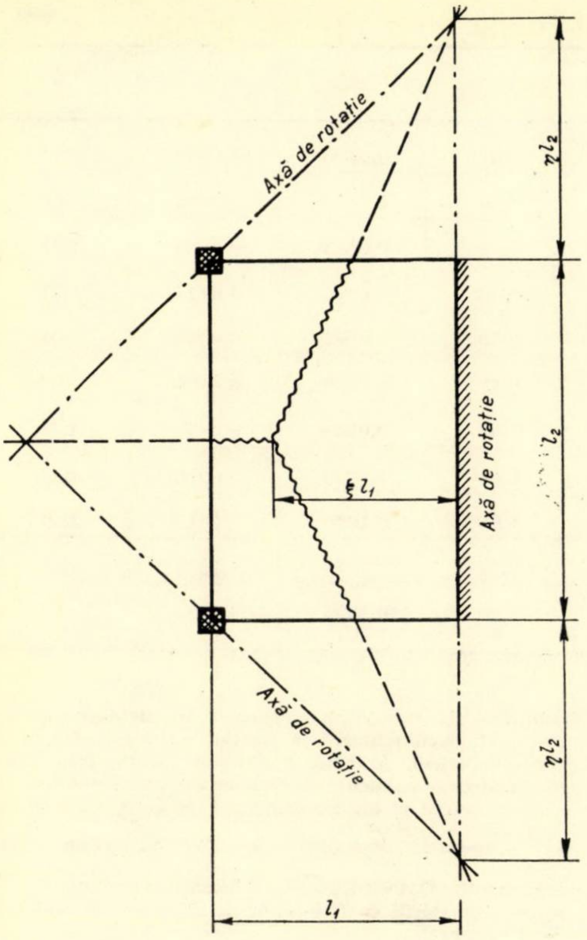


Fig. 2

V. EXPRESIILE MOMENTELOR PLASTICE

Valorile momentelor plastice M_{p1} şi M_{p2} se obţin prin asocierea unei ecuaţii suplimentare la ecuaţia de echilibru plastic, rezultînd în acest mod un sistem de două ecuaţii cu două necunoscute.

Pentru alcătuirea ecuaţiei suplimentare se utilizează criteriul redistribuţiei minime, care asigură plăcilor o comportare optimă din punctul de vedere al condiţiilor de exploatare [2], [3]. Conform acestui criteriu, redistribuţia minimă de eforturi, necesară pentru transformarea în mecanism a unei plăci, se obţine în cazul în care limita de curgere de calcul este atinsă simultan în punctele cele mai solicitate ale armăturii de pe cele două direcţii ale plăcii. Prin aplicarea criteriului redistribuţiei minime, momentele plastice ale plăcii sînt egale cu momentele elastice corespunzătoare produse de încărcarea q_1.

Pentru plăcile studiate, momentele plastice au următoarele expresii :

$$M_{p1} = \alpha_1 \, q_1 \, l_2^2 \tag{5}$$

şi

$$M_{p2} = \alpha_2 \, q_1 \, l_2^2, \tag{6}$$

unde l_2 joacă rolul de deschidere de referinţă.

Valorile coeficienţilor α_1 şi α_2, luate din lucrarea [1], sînt date în tabela 1. Ele au fost stabilite pentru un coeficient al lui Poisson egal cu zero.

VI. VALORILE MOMENTELOR PLASTICE

Prin eliminarea încărcării q_1 între egalităţile (5) şi (6) se obţine ecuaţia suplimentară

$$M_{p2} = \frac{\alpha_2}{\alpha_1} M_{p1}. \tag{7}$$

Din sistemul format de ecuaţiile (4) şi (7) rezultă

$$M_{p1} = \frac{\lambda^2 \alpha_1}{6} \cdot \frac{3\xi (1 + 2\eta)^2 - \xi^2 (1 + 6\eta + 12\eta^2)}{(1 + 2\eta)^2 \alpha_1 + 4\lambda^2 \xi (1 + 2\eta - 2\xi\eta) \alpha_2} \cdot q_u \, l_2^2. \tag{8}$$

În expresia de mai sus, valorile parametrilor ξ şi η se obţin pe baza teoremei cinematice din teoria plastică a structurilor. Conform acestei teoreme, valorile reale ale parametrilor ξ şi η corespund valorii maxime a momentului plastic de referinţă M_{p1}.

În consecinţă, soluţia acestor parametri este dată de sistemul de ecuaţii

$$\frac{\partial M_{p1}}{\partial \xi} = 0, \tag{9}$$

$$\frac{\partial M_{p1}}{\partial \eta} = 0. \tag{10}$$

Expresiile dezvoltate ale acestor ecuaţii sînt :

$$4\lambda^2 \alpha_2 \xi^2 + 2\alpha_1 (1 + 2\eta)(1 + 6\eta + 12\eta^2)\xi - 3\alpha_1 (1 + 2\eta)^3 = 0 \tag{11}$$

pentru ecuaţia (9), respectiv

$$4\lambda^2 \alpha_2 (12\eta^2 - 1)\xi^2 - 4\lambda^2 \alpha_2 (24\eta^2 + 12\eta - 1)\xi + 4\lambda^2 \alpha_2 (12\eta^2 + 12\eta + 3) - \alpha_1 (12\eta^2 + 8\eta + 1) = 0 \tag{12}$$

pentru ecuaţia (10).

Pentru rezolvarea sistemului format de ecuaţiile (11) şi (12) s-a utilizat un procedeu grafo-analitic, constînd din următoarele operaţii :

1. Pentru fiecare raport $\lambda = \frac{l_1}{l_2}$, din cele două ecuaţii s-au dedus, separat, valorile parametrului ξ pentru fiecare din valorile 0,2, 0,3, 0,4, ... date parametrului η.
2. Pe o diagramă, avînd valorile parametrilor ξ şi η drept coordonate s-au trasat curbele reprezentînd ecuaţiile (11) şi (12), folosindu-se în acest scop rezultatele obţinute la punctul precedent.
3. Valorile parametrilor ξ şi η, care satisfac simultan ecuaţiile (11) şi (12), sînt coordonatele punctului de intersecţie a celor două curbe ale diagramei.

Soluţionarea pe cale grafo-analitică a sistemului format de ecuaţiile (11) şi (12) este afectată în mod inevitabil de erori, care nu pot depăşi însă 5%.

Dintr-un studiu anterior [4] rezultă însă că erorile pînă la 5%, afectînd valorile parametrilor mecanismelor de rupere ale plăcilor, nu au, practic, nici o influenţă asupra valorilor momentelor plastice. Această concluzie justifică utilizarea procedeelor grafo-analitice la determinarea valorilor parametrilor mecanismelor de rupere ale plăcilor.

Fig. 3

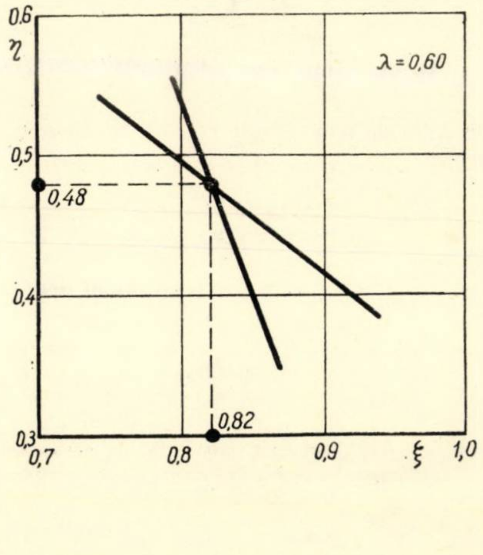


Tabela 1

λ	α_1	α_2	ξ	η	m_1	m_2	r
0,50	0,0384	0,0516	0,92	0,31	0,0409	0,0549	0,94
0,55	0,0462	0,0593	0,85	0,40	0,0472	0,0605	0,98
0,60	0,0544	0,0670	0,82	0,48	0,0538	0,0663	1,01
0,65	0,0630	0,0746	0,78	0,58	0,0612	0,0724	1,03
0,70	0,0720	0,0822	0,76	0,70	0,0686	0,0783	1,05
0,75	0,0818	0,0898	0,72	0 87	0,0764	0,0839	1,07
0,80	0,0924	0,0975	0,69	1,09	0,0848	0,0895	1,09
0,85	0,1033	0,1052	0,65	1,36	0,0939	0,0956	1,10
0,90	0,1149	0,1129	0,64	1,66	0,1035	0,1017	1,11
0,95	0,1268	0,1205	0,62	2,12	0,1052	0,1086	1,11
1,00	0,1394	0,1280	0,57	3,60	0,1256	0,1153	1,11

Pentru exemplificare, în figura 3 se arată modul de determinare a parametrilor mecanismului de rupere a plăcii, avînd raportul laturilor, λ, egal cu 0,60.

Valorile parametrilor ξ şi η, determinate prin procedeul descris mai sus, sînt date în tabela 1, pentru valori ale raportului λ cuprinse între 0,50 şi 1,00.

Momentele plastice M_{p1} şi M_{p2} pot fi puse sub forma

$$M_{p1} = m_1\, q_u\, l_2^2 \tag{13}$$

şi

$$M_{p2} = m_2\, q_u\, l_2^2\,, \tag{14}$$

în care m_1 şi m_2 sînt coeficienţii de influenţă ai momentelor plastice M_{p1} şi M_{p2}.

Expresiile acestor coeficienţi se deduc din identificarea momentelor plastice date de relaţiile (13) şi (14) cu cele date de relaţiile (7) şi (8), după cum urmează:

$$m_1 = \frac{\lambda^2 \alpha_1}{6} \cdot \frac{3\xi(1+2\eta)^2 - \xi^2(1+6\eta+12\eta^2)}{(1+2\eta)^2\alpha_1 + 4\lambda^2\xi(1+2\eta-2\xi\eta)\alpha_2}, \tag{15}$$

$$m_2 = \frac{\lambda^2 \alpha_2}{6} \cdot \frac{3\xi(1+2\eta)^2 - \xi^2(1+6\eta+12\eta^2)}{(1+2\eta)^2\alpha_1 + 4\lambda^2\xi(1+2\eta-2\xi\eta)\alpha_2}. \tag{16}$$

Valorile coeficienţilor m_1 şi m_2 sînt date în tabela 1.

VII. COEFICIENTUL DE REDISTRIBUŢIE

Coeficientul de redistribuţie al plăcilor studiate este dat de raportul

$$r = \frac{q_u}{q_1}. \tag{17}$$

Din expresiile (5) şi (13) ale momentului plastic M_{p1} se deduce

$$r = \frac{\alpha_1}{m_1}. \tag{18}$$

Valorile acestui coeficient sînt date, de asemenea, în tabela 1. Examinarea lor arată că pentru $\lambda < 0{,}60$ coeficientul de redistribuţie este subunitar, respectiv momentele plastice sînt mai mari decît momentele elastice maxime produse de încărcările de calcul. Această situaţie se explică prin faptul că la determinarea momentelor elastice ale plăcilor s-a considerat un coeficient al lui Poisson egal cu zero, faţă de valoarea $\frac{1}{6}$, specifică elementelor de beton armat încovoiate pe două direcţii. Datorită acestei diferenţe, momentele elastice, respectiv valorile coeficienţilor α_1 şi α_2 au rezultat mai mici decît cele reale.

VIII. MOMENTELE DE CALCUL

Dimensionarea în domeniul plastic a plăcilor armate pe două direcţii trebuie să asigure comportarea elastică a armăturii lor în stadiul de exploatare.

Valoarea limită a coeficientului de redistribuţie, corespunzătoare acestei condiţii, este

$$r_a = \frac{g + p_u}{g + p_n}. \tag{19}$$

În cazul plăcilor studiate, pentru un coeficient de supraîncărcare al încărcării temporare $n = \frac{p_u}{p_n}$ egal cu 1,3 sau cu 1,4 şi pentru un raport $\frac{p_n}{g} \geqslant 0{,}5$, rezultă întotdeauna inegalitatea $r < r_a$.

În consecinţă, momentele de calcul ale acestor plăci sînt întotdeauna egale cu momentele plastice date de relaţiile (13) şi (14), în care coeficienţii m_1 şi m_2 se iau din tabela 1.

Bibliografie

[1] Bareš R.: *Tabulky pro vypocel desek a sten*. Statní nakladatelství technické literatury, Praha, 1964.
[2] Petcu V.: *Calculul plastic al plăcilor armate cruciş*. Standardizarea, Vol. 14, nr. 4, 1962.
[3] Petcu V.: *Criterii de soluţionare a ecuaţiei de echilibru plastic a plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Vol. 18, nr. 2, 1965.
[4] Petcu V.: *Mecanisme de rupere exacte şi aproximative în calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Vol. 22, nr. 3, 1966.

Cercetări privind determinarea prin metode rapide a rezistenței la oboseală a armăturilor și a elementelor de beton armat și beton precomprimat

Ing. T. Culiță

I. INTRODUCERE

Cunoașterea comportării la solicitări pulsatorii a elementelor de construcție sau a construcțiilor de beton armat sau beton precomprimat reprezintă o problemă deosebit de importantă în cazul solicitării acestora, frecventă la încărcări ciclice. Aceasta apare necesar deoarece betonul armat și îndeosebi betonul precomprimat au o largă răspîndire la realizarea construcțiilor sau a elementelor de construcție supuse frecvent la solicitări repetate. Dintre aceste construcții cu o răspîndire mai mare putem menționa: podurile, traversele pentru calea ferată, grinzile de rulare ale podurilor rulante, stîlpii rețelelor electrice etc.

Comportarea la solicitări repetate a acestor construcții sau elemente de construcție, precum și a materialelor componente comportă mai multe aspecte. Dintre acestea însă, trebuie în primul rînd cunoscută solicitarea ciclică maximă la care ruperea nu se produce, oricît de mare ar fi numărul de solicitări. Această solicitare constituie rezistența la oboseală a materialului, elementului sau construcției respective.

În ceea ce privește determinarea rezistenței la oboseală, se cunosc astăzi numeroase metode care, în majoritatea cazurilor, necesită un număr mare de epruvete și o durată destul de mare pentru efectuarea încercărilor. Aceasta constituie un dezavantaj important, deoarece costul încercării crește mult, iar verificarea operativă a acestui parametru calitativ în fabrici, uzine sau șantiere nu este posibilă.

În sensul soluționării acestei probleme apare deci necesar ca în paralel cu metoda clasică pentru determinarea rezistenței la oboseală — metoda Wöhler — să se analizeze posibilitatea utilizării metodelor rapide de încercare.

Folosirea unor astfel de metode de încercare prezintă avantajul că scurtează durata încercării și în unele cazuri permit reducerea numărului încercărilor.

Metodele rapide de încercare se pot grupa în trei categorii:

a) metode la care rezistența la oboseală se deduce din rezultatele unor încercări prin solicitări progresiv crescătoare, duse pînă la ruperea epruvetelor;

b) metode bazate pe formule empirice ce permit calculul rezistenței la oboseală cu ajutorul unor caracteristici determinate prin încercări statice;

c) metode bazate prin modificarea unor constante fizice în cursul procesului de oboseală [1].

Metodele rapide de determinare a rezistenței la oboseală pot furniza rezultate suficient de exacte în cazul încercărilor directe (pct. a) sau aproximative prin procedee indirecte (pct. b și c). În acest scop s-a urmărit analizarea posibilității folosirii acestora pentru studiul comportării la solicitări ciclice a construcțiilor din beton armat sau beton precomprimat și a materialelor lor componente.

În continuare se prezintă unele date privind modul în care se pot aplica aceste metode în vederea determinării rezistenței la oboseală.

II. METODE DIRECTE PENTRU DETERMINAREA RAPIDĂ A REZISTENȚEI LA OBOSEALĂ

Rezistența la oboseală este o caracteristică a materialelor sau a elementelor de construcție și reflectă comportarea lor la solicitări ciclice. Cunoașterea acestei rezistențe la oboseală reprezintă deci, în fond, elementul principal care trebuie determinat în cazul în care predomină solicitările ciclice.

În acest caz, rezistența la oboseală reprezintă deci, pentru armături, solicitarea ciclică maximă (efortul maxim), pentru care ruperea epruvetei nu se produce pentru un număr suficient de mare de cicluri.

Pentru elementele de construcție din beton armat sau beton precomprimat, rezistența la oboseală reprezintă valoarea maximă a solicitărilor ciclice care nu conduc la depășirea unei anumite stări limită.

Determinarea rezistenței la oboseală prin metoda Wöhler reclamă, după cum se cunoaște, un număr mare de epruvete și un timp destul de mare. Eliminarea acestui neajuns se obține folosind una dintre metodele de încercare prescurtate.

Dintre aceste metode de încercare „metoda Prot" poate conduce la diminuarea duratei de încercare față de metoda clasică sub 50%, iar numărul de probe rămîne aproximativ același.

O altă metodă de încercare, cunoscută sub denumirea de „metoda Locati", reduce durata de încercare sub 10%, iar numărul epruvetelor la una, spre deosebire de metoda clasică care necesită 6—10 bucăți epruvete ([1], [2]).

Avîndu-se în vedere avantajele pe care le prezintă metoda de încercare Locati în ceea ce privește numărul redus de probe și durata scăzută de încercare, la studiul efectuat s-a folosit această metodă.

În scopul studierii posibilității de utilizare a metodei de încercare Locati și a preciziei cu care se determină rezistența la oboseală pentru armături sau elementele de beton precomprimat, s-au efectuat încercări comparative prin metoda clasică și, în paralel, cu metoda rapidă.

La această metodă, epruveta este încercată cu o solicitare care crește în trepte constante, iar fiecare solicitare este menținută un număr constant de „n" cicluri. Acest număr de cicluri pentru treapta de încercare se alege arbitrar între $0{,}5 \times 10^5$ și 2×10^5, iar pentru oțeluri treptele de solicitare între 1 și 5 kgf/mm², fără ca influența lor să fie hotărîtoare asupra rezultatelor încercărilor. Trebuie urmărit însă, ca în mod obligatoriu, prima treaptă pentru σ_{max} să fie sub limita de oboseală presupusă ([2], [3], [4]).

Verificarea celor doi parametri — durata palierului treptei de solicitare și a valorii treptei de solicitare — a făcut obiectul a numeroase încercări. În tabela 1 se prezintă rezistența la oboseală obținută în cazul varierii numărului de cicluri al fiecărei trepte de solicitare și a valorii treptei de solicitare [3].

Tabela 1

Condițiile încercării		Limita de oboseală determinantă (kgf/mm²)
Numărul de cicluri la treptele de solicitare	Valoarea treptei de solicitare (kgf/mm²)	
$0{,}5\times10^5$	2,5	39,7
1×10^5	2,5	40,2
2×10^5	2,5	41,5
$0{,}5\times10^5$	5	40,1
1×10^5	5	39,7
2×10^5	5	41

Rezultate similare s-au obținut și prin alte încercări după cum se vede din figura 1 a și b, unde s-au trasat curbele pentru determinarea rezistenței la oboseală prin metoda Locati, pentru epruvete solicitate la încovoiere [3].

În ambele situații se observă că abaterile sînt destul de mici, diferența dintre extreme nedepășind 5%.

Aceasta demonstrează posibilitatea folosirii metodei de încercare Locati pentru determinarea rezistenței la oboseală, pentru un domeniu larg al solicitărilor, și a numărului de cicluri pentru treapta de încărcare.

La baza acestei metode se admite valabilitatea ipotezelor:

a) La o încercare progresivă este valabilă legea stabilită de M.N. Miner privind distrugerile cumulative.

$$\Sigma \frac{n}{N} = 1,$$

unde:

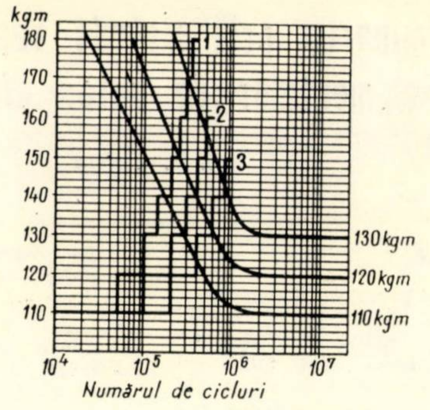
n este numărul de cicluri al unei trepte de solicitare;

N — numărul de cicluri corespunzător ruperii epruvetei pentru solicitarea respectivă determinat din curba Wöhler presupusă cunoscută.

Aceasta înseamnă că prin încercările la diverse trepte de solicitare, la fiecare treaptă, se epuizează din capacitatea de rezistenţă o cantitate proporţională cu raportul dintre numărul de cicluri la care a fost solicitată epruveta la treapta respectivă şi numărul total de cicluri la care ar rezista, dacă încercarea s-ar efectua pînă la rupere la acea treaptă de solicitare [5].

b) Se cunoaşte alura curbei Wöhler $\sigma = f(N)$ pentru materialul sau elementele care se încearcă sau pentru unele asemănătoare cu acelea care se încearcă.

c) Se neglijează efectul subsolicitărilor care pot conduce la mărirea într-o anumită măsură a rezistenţei la oboseală, adică se neglijează efectul antrenării.



$$\Delta M = 10 \text{ kgm};\ n = \begin{cases} 50\,000 & (1) \\ 100\,000 & (2) \\ 200\,000 & (3) \end{cases}$$

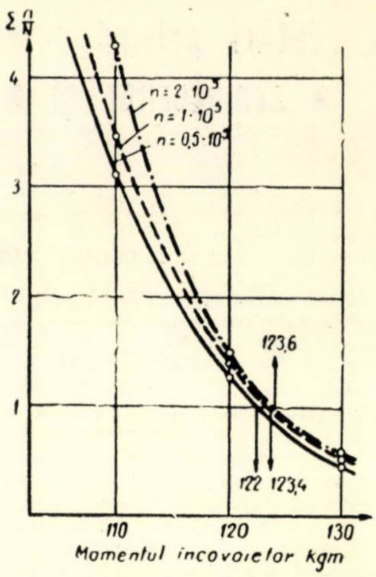


Fig. 1. Influenţa valorii numărului de cicluri al treptelor de solicitare asupra rezistenţei la oboseală determinat prin metoda Locati.

Practic, în acest caz, după ce proba s-a încercat pînă la rupere în modul indicat, determinarea rezistenţei la oboseală se efectuează astfel:

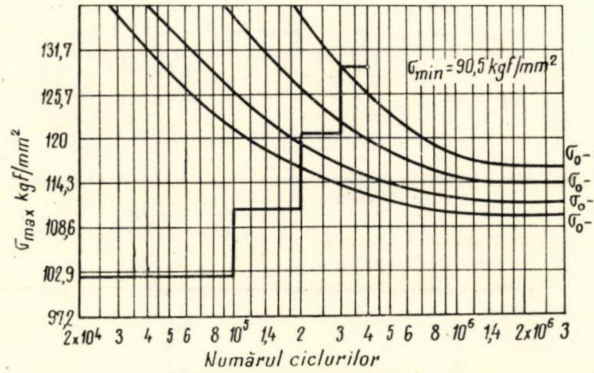
— se reprezintă o curbă Wöhler $\sigma = f(N)$ pentru acelaşi material sau altul asemănător cu cel care se încearcă (fig. 2. a);

— se trasează încă alte două curbe Wöhler ale căror asimptote sînt situate de o parte şi de alta a primei curbe; în vederea uşurării trasării curbei $\Sigma \frac{n}{N} = f(\sigma)$; se pot trasa, eventual, şi alte curbe Wöhler suplimentare;

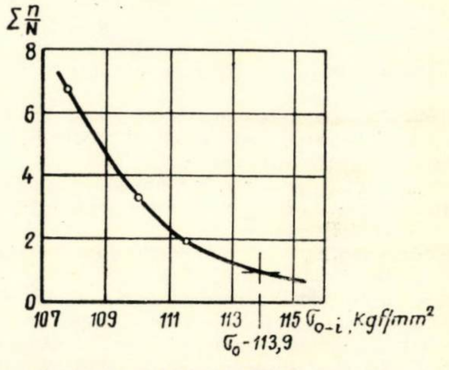
— se calculează deteriorarea cumulativă $\Sigma \frac{n}{N}$ la diferite niveluri de solicitare pentru fiecare dintre curbele Wöhler trasate, n fiind numărul de cicluri al unei trepte de solicitare şi N numărul de cicluri corespunzător ruperii epruvetei pentru solicitarea respectivă luat din curba Wöhler presupusă (fig. 2 a);

— se reprezintă valorile obţinute într-o diagramă cu coordonatele $\Sigma \frac{n}{N}$ şi rezistenţa la oboseală corespunzător curbelor Wöhler trasate, iar rezistenţa la oboseală a epruvetei încercate rezultă din această diagramă pentru $\Sigma \frac{n}{N} = 1$ (fig. 2 b).

În ceea ce priveşte trasarea curbelor Wöhler ajutătoare pentru calculul valorilor $\Sigma \frac{n}{N}$ se menţionează că încercările



a)



b)

Fig. 2. Determinarea rezistenţei la oboseală prin metoda Locati pentru toron 7 ∅ 4 mm fabricat în R.S.R.

a — Diagrama încercării cu sarcini repetate progresiv.

b — Curba $\Sigma \frac{n}{N} - \sigma_{0-i}$ pentru determinarea rezistenţei la oboseală;

n — numărul de cicluri al unei trepte de solicitare;

N — numărul de cicluri corespunzător ruperii epruvetei pentru treapta de solicitare determinat din curbele Wöhler.

Notă: σ_{0-i} = rezistenţele la oboseală corespunzătoare curbelor Wöhler trasate.

Tabela pentru calculul valorilor $\Sigma \frac{n}{N} - \sigma_{0-i}$

n	σ_{1-0} kgf/mm²	$\sigma_{0-1} = 110,0$		$\sigma_{0-2} = 111,5$		$\sigma_{0-3} = 114,3$		$\sigma_{0-4} = 116,3$	
	σ_{max} kgf/mm²	N	$\frac{n}{N}$	N	$\frac{n}{N}$	N	$\frac{n}{N}$	N	$\frac{n}{N}$
1×10^5	102,7	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0
1×10^5	112,0	6.8×10^5	0,147	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0
1×10^5	121,0	$1,1\times10^5$	0,910	$1,75\times10^5$	0,571	$3,6\times10^5$	0,278	$6,8\times10^5$	0,147
$1,07\times10^5$	130,0	$4,75\times10^4$	2,260	$7,8\times10^4$	1,375	$1,6\times10^5$	0,672	3×10^5	0,358
		$\Sigma \frac{n}{N} = 3,317$		$\Sigma \frac{n}{N} = 1,946$		$\Sigma \frac{n}{N} = 0,950$		$\Sigma \frac{n}{N} = 0,505$	

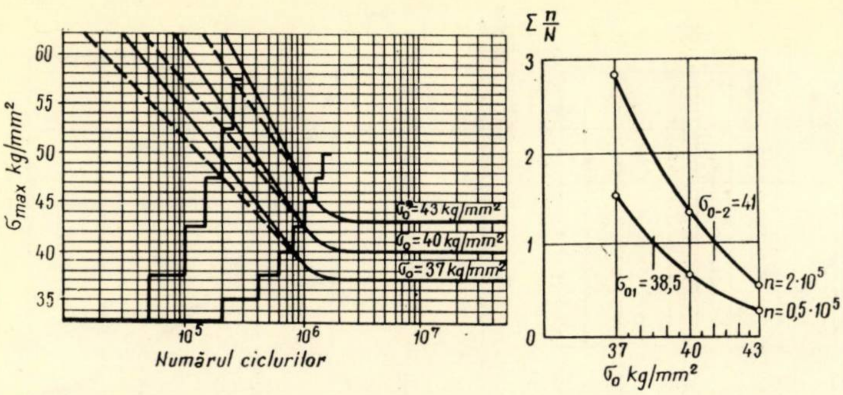


Fig. 3. Influenţa pantei curbelor alese asupra rezistenţei la oboseală determinată prin metoda Locati pentru:

$n = 0{,}5\cdot10^5$, $\Delta\sigma = 5$ kg/mm² şi $n = 2\cdot10^5$, $\Delta\sigma = 2{,}5$ kg/mm²

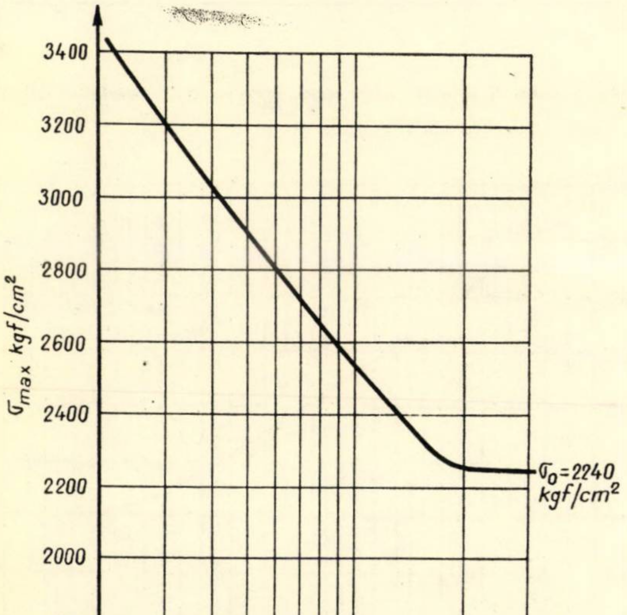
efectuate au permis elucidarea faptului că influenţa înclinării ramurii superioare a curbei este destul de redusă, nedepăşind 4%, după cum se vede şi din figura 3 şi tabela 2 [3].

Tabela 2

Condiţiile în care s-a efectuat încercarea	Valoarea rezistenţei la oboseală determinantă (kgf/mm²)	
	Înainte de modificarea pantei curbelor Wöhler	După modificarea pantei curbelor Wöhler
$n = 0{,}5\times10^5$ cicluri $\Delta\sigma = 5$ kgf/mm²	40,1	38,5
$n = 2\times10^5$ cicluri $\Delta\sigma = 2{,}5$ kgf/mm²	41,5	41

Fig. 4. Curba de oboseală pentru barele de oţel-beton ∅ 22 OL 38 nesudat

Notă: $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0{,}25$



Se face menţiunea că în cazul în care se foloseşte această metodă pentru verificări în producţie, curbele Wöhler folosite sînt cele obţinute de la prelucrarea statistică.

Trasarea celor trei curbe Wöhler se face folosind ca extreme cele două curbe care reprezintă limitele domeniului de dispersie, iar curba centrală media celorlalte două curbe.

În vederea verificării posibilităţii aplicării acestei metode rapide de determinare a rezistenţei la oboseală, pentru armături şi pentru elementele de beton precomprimat, s-au efectuat încercări comparative cu metoda clasică şi cu metoda Locati. Pentru aceste verificări s-au ales două calităţi de oţel-beton (OL 38 şi PC 52) şi două calităţi de armături pentru betonul precomprimat (SBP I şi vergele ovale cu profil periodic), iar pentru elemente, încercările s-au efectuat pentru traverse de cale ferată din beton precomprimat.

a. Verificarea metodei de încercare Locati pentru determinarea rapidă a rezistenţei la oboseală la armături

La alegerea tipurilor de armături pentru care s-au efectuat încercările s-a avut în vedere să se cuprindă tipuri variate de oţel-beton. În plus, în paralel, verificarea metodei de încercare s-a efectuat şi pentru bare de oţel-beton îmbinate prin sudură.

În toate cazurile, verificările au constat din a determina rezistenţa la oboseală prin metoda clasică Wöhler şi, în paralel, prin epruvete din acelaşi lot sau bară de oţel s-au efectuat încercări şi cu metoda Locati. În figura 4, pentru exemplificare, se prezintă diagrama Wöhler trasată pentru oţel beton OL 38.

Diagrama încercării cu metoda Locati pentru o bară din acelaşi tip de oţel s-a prezentat în figura 5.

Rezultatele medii obţinute la încercările efectuate pentru barele nesudate şi pentru barele sudate cap la cap s-au trecut în tabela 3.

Tabela 3

Valorile rezistenţei la oboseală pentru oţel-beton determinate comparativ prin metoda Wöhler şi Locati

Calitatea oţelului	Tipul epruvetei	∅ (mm)	Rezistenţa la oboseală determinată prin metoda		Diferenţe înregistrate faţă de metoda Wöhler %
			Wöhler (kgf/cm²)	Locati (kgf/cm²)	
OL 38	Nesudată	22	2.240		
	Nesudată	16		2.252	+0,5
	Nesudată	28		2.270	+1,3
	Sud. cap la cap	28	1.400	1.386	−1,0
PC 52	Nesudată	22	2.050		
	Nesudată	16		1.987	−3,0
	Sud. cap la cap	22	1.380	1.444	+4,5
	Sud. cap la cap	28		1.411	+2,5

Notă: Încercările sînt efectuate pentru $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0{,}25$

Rezistenţa la oboseală este influenţată de variaţia diametrelor barelor de armătură în limite reduse (circa 1,5%).

Din analiza rezultatelor obţinute se observă că determinarea rezistenţei la oboseală prin metoda Locati oferă o precizie suficientă chiar prin încercarea unei singure epruvete. Recomandabil însă este a se încerca trei epruvete, deoarece în cazul rezistenţei la oboseală, dispersia rezultatelor este destul de mare. În cazul în care la cele trei epruvete încercate, între

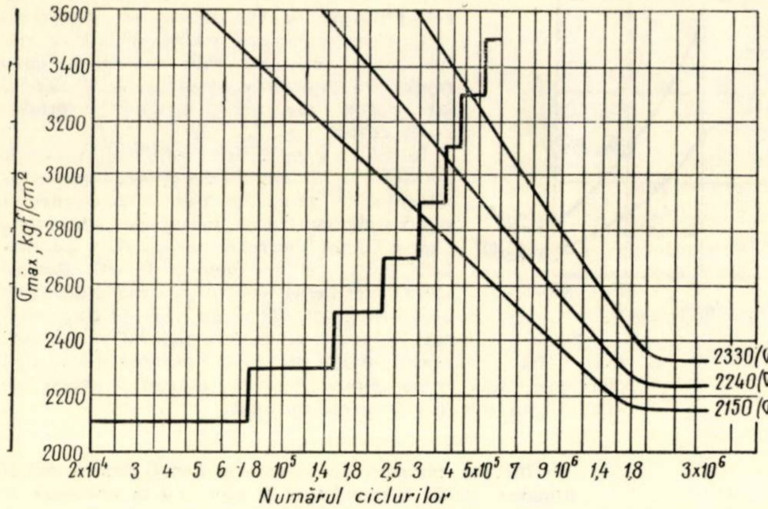


Fig. 5 a. Diagrama determinării rezistenței la oboseală la solicitări oscilante ($R = 0{,}25$) cu metoda Locati pentru barele din oțel-beton ∅ 16 OL 38 nesudate

Notă: bara încercată a avut indicativul $P\,I_1$ (204)

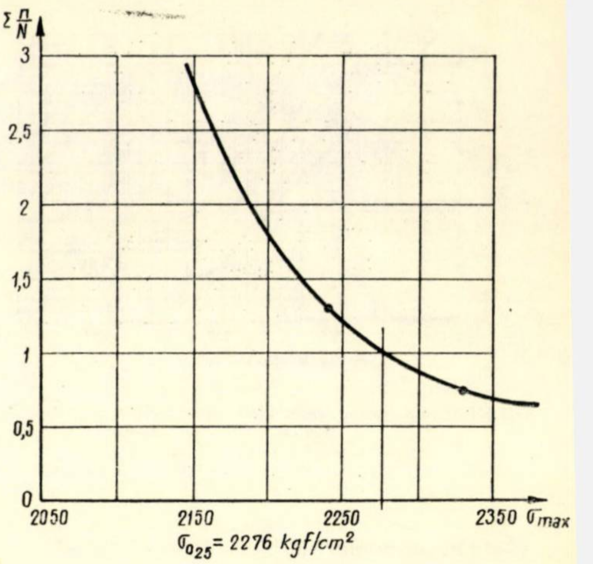


Fig. 5 b. Diagrama de calcul al rezistenței la oboseală a barelor din oțel-beton ∅ 16 OL 38 nesudate

Notă: calculul valorilor $\Sigma \frac{n}{N}$ s-a efectuat într-un tabel separat

valorile extreme sînt diferențe mai mari de 5% față de medie, se recomandă încercarea a încă două epruvete.

Pentru armăturile folosite la realizarea elementelor și construcțiilor de beton precomprimat, încercările s-au efectuat pentru două tipuri distincte. Ca și în cazul precedent, încercările s-au efectuat prin determinarea rezistenței la oboseală cu metoda clasică Wöhler în paralel cu metoda rapidă Locati.

Diferențele înregistrate la valorile rezistențelor la oboseală determinate prin cele două metode sînt, de asemenea, reduse, după cum se poate vedea și din diagramele din figurile 6 și 7.

Pentru comparație, în tabela 4 se prezintă rezultatele medii obținute pentru armături SBP I și vergele ovale cu profil periodic.

Rezultatele, destul de apropiate, înregistrate și în acest caz prin folosirea metodei Locati în comparație cu metoda Wöhler confirmă posibilitatea utilizării acestei metode și la astfel de armături.

Deoarece, și în acest caz, valorile rezistenței la oboseală sînt relativ dispersate, se recomandă încercarea aceluiași număr de epruvete, după cum s-a indicat la oțelul-beton.

Rezultate suficient de exacte s-au obținut prin compararea valorilor obținute prin metoda Locati cu valorile determinate statistic. Astfel, pentru un oțel, prin mai multe încercări, s-a determinat prin prelucrarea statistică a rezultatelor încercărilor obișnuite efectuate pe materialul respectiv limita de oboseală și domeniul de 45 ± 4 kgf/mm². Prin aplicarea metodei Locati s-a obținut, la aceeași serie de probe, prin două încercări 45,2 și 45,7 kgf/mm² [3]. Aceasta confirmă, încă o dată, precizia bună cu care se determină rezistența la oboseală prin metoda Locati.

b. Verificarea metodei de încercare Locati pentru determinarea rapidă a rezistenței la oboseală a elementelor de beton precomprimat

Pentru verificarea posibilității de aplicare a metodei Locati în vederea determinării rezistenței la oboseală a elementelor de beton precomprimat, încercările s-au efectuat pentru traversa de beton precomprimat tip T—8 folosită la calea ferată. Traversa este confecționată cu zece împletituri 3 Ø 3,7 mm de calitate SBP II și cu beton de marcă 600.

Și în acest caz, inițial, rezistența la oboseală s-a determinat prin trasarea curbei Wöhler (fig. 8).

Avîndu-se în vedere faptul că la elementele de beton precomprimat există o oarecare răspîndire a rezultatelor datorită neomogenităților prezentate de diversele elemente con-

Tabela 4

Valorile rezistenței la oboseală pentru armăturile folosite la betonul precomprimat determinate prin metodele Wöhler și Locati

Tipul armăturii	Secțiunea mm²	Rezistența la oboseală determinată prin metoda		Diferența înregistrată față de metoda Wöhler %
		Wöhler (kgf/mm²)	Locati (kgf/mm²)	
SBP 1 Ø 5 mm	19,6	103,3	103,5	0,2
Vergele ovale cu profil periodic	40	100,0	101,0	1,0

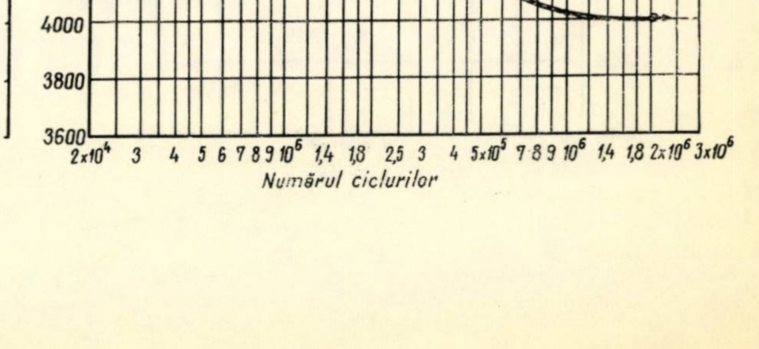


Fig. 6. Curba de oboseală pentru vergele ovale cu profil periodic cu secțiune de 40 mm²

Notă: armăturile sînt fabricate în R.D.G.

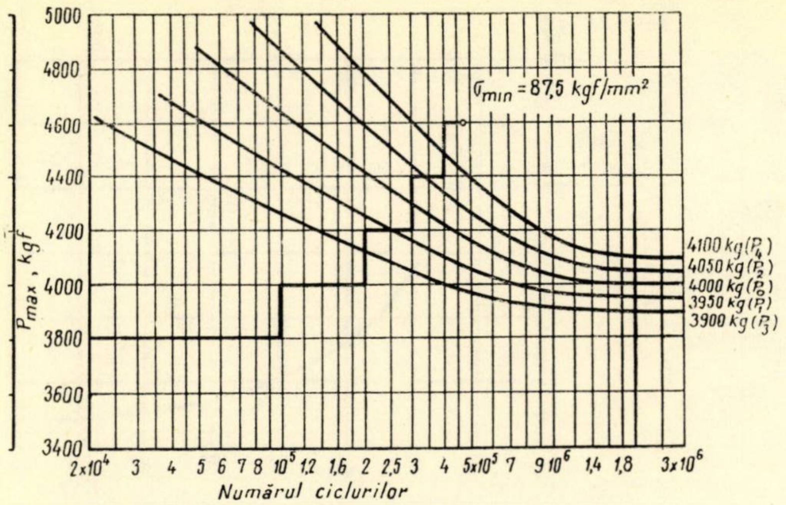


Fig. 7 a. Diagrama încercării cu sarcini dinamice progresive a armăturii ovale cu profil periodic cu secţiunea de 40 mm² (proba 12/7)

Notă: P_i – rezistenţele de oboseală corespunzătoare curbelor de oboseală trasate.
– armăturile sînt fabricate în R.D.G.

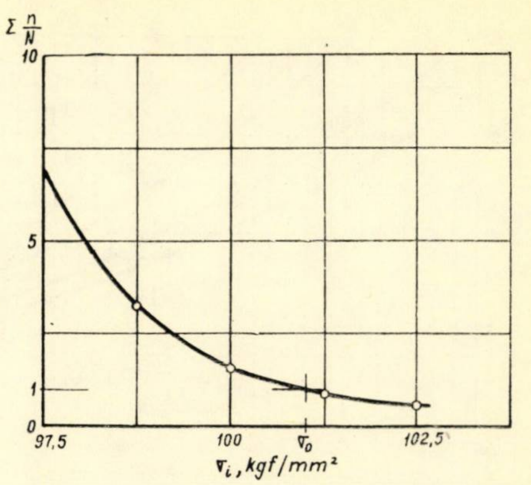


Fig. 7 b. Determinarea rezistenţei la oboseală pentru armătura ovală cu profil periodic cu secţiunea de 40 mm² (proba 12/7)

Notă: armătura provine din import

Taeblă pentru calculul valorilor $\Sigma - \frac{n}{N}\sigma_{0-i}$ la proba 12/7.

P_{max}	n	$P_i = (\sigma_i = 97{,}5)$		$P_i = (\sigma_i = 98{,}75)$		$P_i = (\sigma_i = 100)$		$P_i = (\sigma_i = 101{,}25)$		$P_i = (\sigma_i = 102{,}5)$	
		N	n/N	N	n/N	N	n/N	N	n/N	N	n/N
3 800	98 900	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0
4 000	104 240	4×10^5	0,261	7×10^5	0,149	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0
4 200	101 550	$1{,}3\times10^5$	0,781	$2{,}5\times10^5$	0,407	$4{,}4\times10^5$	0,231	$6{,}5\times10^5$	0,156	9×10^5	0,113
4 400	100 000	$5{,}2\times10^4$	1,923	$1{,}1\times10^5$	0,909	$2{,}1\times10^5$	0,476	$3{,}5\times10^5$	0,286	5×10^5	0,200
4 600	94 640	$2{,}3\times10^4$	4,120	$5{,}3\times10^4$	1,786	$1{,}1\times10^5$	0,861	2×10^5	0,473	3×10^5	0,316
			7,085		3,251		1,568		0,915		0,629

n – numărul de cicluri al unei trepte de solicitare
N – numărul de cicluri corespunzător ruperii epruvetei pentru solicitarea respectivă luat din curba Wöhler
$P_i\,(\sigma_i)$ – rezistenţele de oboseală corespunzătoare curbelor de oboseală

fecţionate chiar în aceleaşi condiţii, se aşteaptă a se obţine diferenţe mai mari prin aplicarea metodei rapide decît la armături. Totuşi, se impune ca răspîndirea rezultatelor să nu depăşească domeniul delimitat de coeficientul de omogenitate.

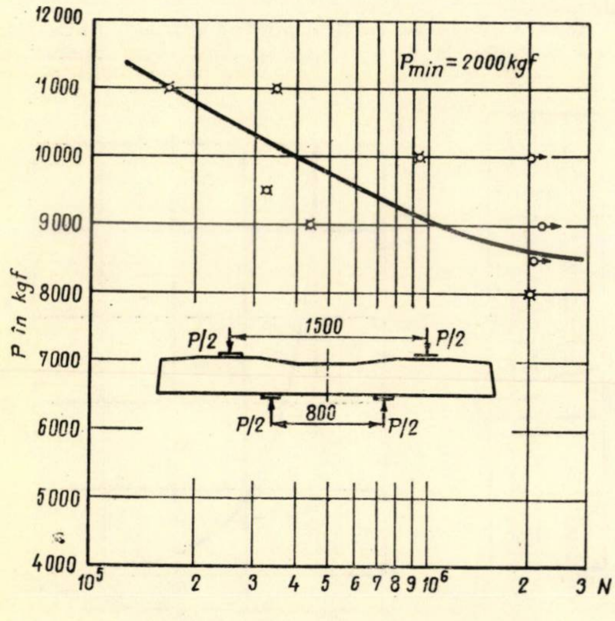


Fig. 8. Curba de oboseală pentru traversa C.F. tip T-8

Armare: 10 × 3 ∅ 3,7 mm (încercarea la mijloc)

În figura 9 se prezintă rezultatele obţinute prin încercarea cu încărcări progresive a unei traverse T—8 din acelaşi lot din care s-au încercat traversele pentru trasarea diagramei Wöhler.

Rezistenţa la oboseală, determinată din curba Wöhler (fig. 8) pentru partea centrală a traversei T—8 pentru 2 × 10^6 cicluri, este corespunzătoare încărcării de 8,5 tf. Rezistenţa la oboseală obţinută prin metoda de încercare Locati este de 9,61 tf (fig. 9 b).

Coeficientul de omogenitate determinat pentru traversa T—8 la încercările de control în fabrică este de 0,734 la fisurare şi 0,724 la rupere. Diferenţa dintre valorile determinate direct din curba Wöhler şi cu ajutorul metodei cu încărcări progresive nu depăşeşte 11 %, pe cînd ecartul delimitat de coeficienţii de omogenitate pentru încercările la fisurare este de circa 26 %, iar pentru încercările la rupere de circa 27 %.

Aceasta demonstrează posibilitatea aplicării metodei de determinare a rezistenţei la oboseală a elementelor de beton precomprimat prin metoda rapidă de încercare cu sarcini progresive.

Deşi metoda rapidă pentru determinarea rezistenţei la oboseală cu încărcări progresive permite evaluarea rezistenţei la oboseală printr-o singură încercare, totuşi, avîndu-se în vedere dispersia rezultatelor, se impune a se încerca trei elemente cînd dorim un rezultat mai exact.

În cazul în care valorile extreme depăşesc domeniul delimitat de coeficientul de omogenitate, se consideră necesar a se încerca încă două epruvete.

Metoda de încercare cu sarcini progresive Locati a fost aplicată şi pentru determinarea limitei de oboseală pentru

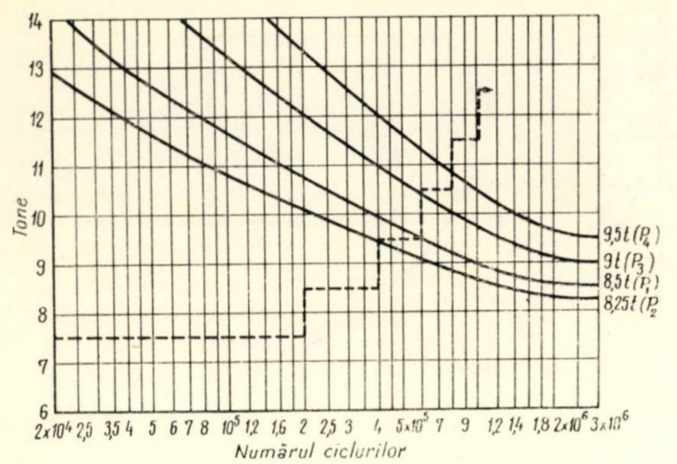


Fig. 9 a. Diagrama încercării cu sarcini dinamice progresive a traverselor T8-0 la partea centrală

Armare: 8 vergele cu profil periodic cu secțiunea de 40 mm² fiecare (traversa 2)
Notă: Rezistența la oboseală din curba Wöhler este 8,5 t.
$-P_i$ – rezistența la oboseală corespunzătoare curbelor de oboseală trasate

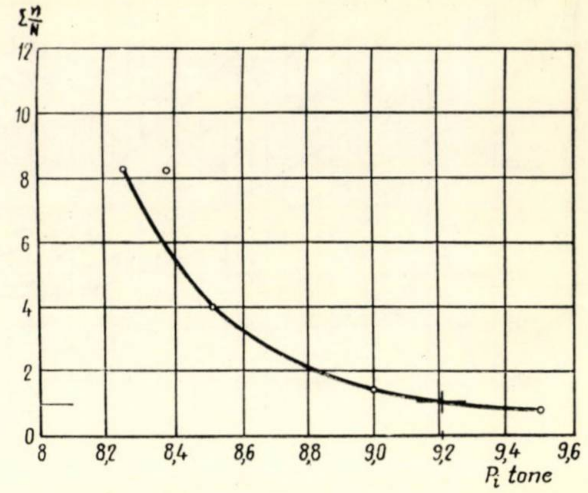


Fig. 9 b. Determinarea rezistenței la oboseală pentru traversa 2

Tabelă pentru calculul valorilor $\Sigma \frac{n}{N} - \sigma_{0-i}$ la traversa 2.

P_t	n	8,25		8,5		9		9,5	
		N	n/N	N	n/N	N	n/N	N	n/N
7,5	200 000	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0
8,5	200 000	$1,2 \times 10^6$	0,167	2×10^6	0	2×10^6	0	2×10^6	0
9,5	200 000	4×10^5	0,5	7×10^5	0,286	$1,2 \times 10^5$	0,0160	2×10^6	0
10,5	200 000	$1,4 \times 10^5$	1,43	$2,5 \times 10^5$	0,80	6×10^5	0,334	1×10^6	0,2
11,5	226 300	$0,54 \times 10^5$	4,19	$1,18 \times 10^5$	1,91	3×10^5	0,755	$5,5 \times 10^5$	0,412
12,5	56 800	$0,27 \times 10^5$	2,10	$0,52 \times 10^5$	1,09	$1,6 \times 10^5$	0,356	3×10^5	0,189
			8,236		4,086		1,461		0,801

n – numărul de cicluri al unei trepte de solicitare
N – numărul de cicluri corespunzător ruperii epruvetei pentru solicitarea respectivă luat din curba Wöhler
P_i – rezistența de oboseală corespunzătoare curbelor de oboseală.

un nou tip de traversă, folosită pentru linii secundare, la care s-a dispus de un număr limitat de epruvete (patru bucăți).

Prin încercarea a două traverse s-a determinat panta ramurii înclinate a curbei Wöhler și apoi, cu a treia, limita aproximativă pentru limita de oboseală.

Valoarea aproximativă a limitei de oboseală obținută pentru schema de încercare folosită corespunde la 12 tf fig. 10 a — curba trasată cu linie întreruptă).

Încercarea celei de a patra traverse prin metoda Locati a condus la determinarea rezistenței la oboseală care corespunde valorii de 12,55 tf (fig. 10 a, b).

Folosirea metodei de încercare Locati în acest caz a permis definirea cu mai multă exactitate a limitei de oboseală în situația cînd pentru încercare s-a dispus de un număr redus de probe.

Această valoare s-a verificat printr-o altă serie de încercări și a corespuns la 12,79 tf, pentru limita convențională de

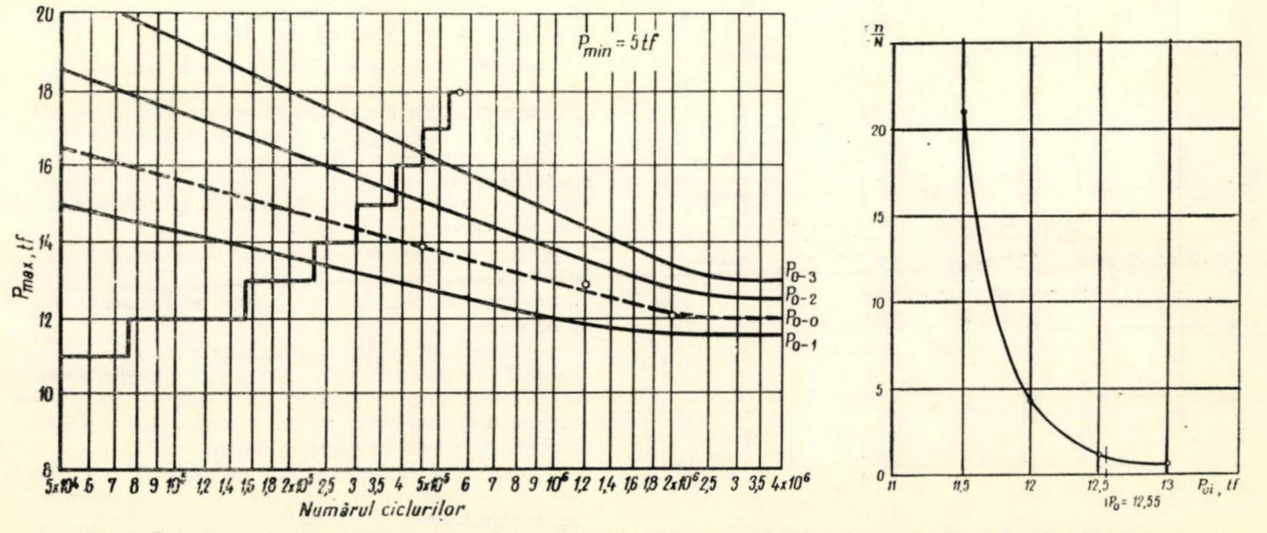


Fig. 10. Determinarea rezistenței la oboseală prin metoda Locati, cînd s-a trasat curba Wölher cu un număr redus de puncte:
Notă: Curba Wöhler trasată prin trei puncte s-a desenat cu linie întreruptă

Tabela 5

Rezistența la oboseală pentru armături formate din OL 38 și PC 52

Calitate oțel Diametrul (mm)	σ_r (kgf/cm²)	σ_c (kgf/cm²)	Rezistența la oboseală R_0 (kgf/cm²)	$\frac{R_0}{\sigma_r}$	$\frac{R_0}{\sigma_c}$
PC 52 Ø 16	5.270	3.535	1.987	0,377	0,562
PC 52 Ø 22	5.325	3.404	2.050	0,385	0,602
PC 52 Ø 28	6.414	3.823	2.113	0,330	0,553
OL 38 Ø 16	4.000	2.556	2.252	0,56	0,88
OL 38 Ø 22	4.090	2.667	2.240	0,55	0,84
OL 38 Ø 28	4.390	2.970	2.270	0,52	0,87

Nota: $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0{,}25$

2 × 10⁶ cicluri care s-a folosit și pentru trasarea diagramelor din figura 10.

Se poate deci afirma că, și pentru acest caz, metoda de încercare simplificată, prin avantajele ce le prezintă, constituie un mijloc eficace de investigație, în cazul cercetării comportării la solicitări repetate a materialelor și elementelor de construcție.

Încercările efectuate au confirmat posibilitatea aplicării metodei Locati pentru determinarea rezistenței la oboseală a armăturilor și a elementelor de construcție din beton precomprimat. Utilitatea practică a acestei metode rezultă din aceea că, pornindu-se de la o curbă Wöhler apropiată armăturii sau elementului cercetat, putem determina ușor comportarea la oboseală pentru diversele variante realizate.

Aceasta va permite, în final, alegerea variantei care asigură comportarea cea mai bună la solicitări ciclice.

Ulterior, o dată cu introducerea în fabricația de serie a produsului respectiv, se va determina rezistența la oboseală prin metoda clasică și urmează ca, apoi, verificările de control să se efectueze, din nou, cu metoda Locati, dar pornind de la curba Wöhler reală a armăturii sau elementului de construcție respectiv.

III. METODE INDIRECTE PENTRU DETERMINAREA RAPIDĂ A REZISTENȚEI LA OBOSEALĂ

După cum se cunoaște, principalele dificultăți în determinarea pe cale experimentală a rezistenței la oboseală sînt : durata mare a încercărilor și costul lor ridicat. De aceea, în cazul în care se dispune de armături a căror rezistență la oboseală nu se cunoaște sau nu se poate determina în timp util, cel puțin printr-o metodă rapidă, apare recomandabil fie să folosim valorile din normativ, cînd avem un tip de armătură apropiat cu cel ce are valorile normate, fie să folosim procedeul indirect de determinare.

Această situație se ivește destul de frecvent în prezent, cînd armăturile provin din import de la diverși furnizori și au caracteristici diferite de ale oțelurilor pentru care sînt date valori în normele noastre.

De altfel, tot în acest mod se recomandă a se aprecia rezistența la oboseală și cînd efectuăm încercarea prin metoda

Tabela 6

Nr. crt.	Tipul armăturii	Diam. în mm sau secț. în mm²	σr (kgf/mm²)	σ0,2 (kgf/mm²)	Rezist. la oboseală (*Ro*) (kgf/mm²)	*R*	2 σv = σ *max* − − σ *min*	*Ro*/σ_r	*Ro*/σ0,2	OBS
1	SBP II	Ø 5	173,6	159,2	110	0,16	18,2	0,634	0,69	
2	SBP II	Ø3,7	188,1	169,8	107	0,17	18	0,569	0,63	
3	SBP I	Ø 5	185	170	103,3	0,21	20,8	0,56	0,608	Revenit
4	Armături ovale cu profil periodic fabricate în R.S.R.	30	178	160	110	0,17	18,5	0,618	0,688	σmin = 91,5 kgf/mm²
5		35	175	160	107,5	0,15	15,8	0,615	0,672	σmin = 91,7 kgf/mm²
6		40	173	160	95,1	0,16	15,1	0,55	0,595	σmin = 80 kgf/mm²
7		50	168	155	112,1	0,18	20,1	0,669	0,725	σmin = 92 kgf/mm²
8	Armături ovale cu profil periodic din R.D.G.	35	163	151	107	0,14	15,5	0,656	0,71	
9		40	172	153	101	0,135	13,5	0,588	0,66	
10	Împletituri	3 Ø 3,7	176,8	120,8	98	0,14	14	0,6	0,812	
11		Ø 3,7	188,1	169,8	107	0,17	18	0,569	0,63	
12		2Ø 5	169,7	110	95	0,06	5,5	0,560	0,86	
13		Ø 5	173,6	159,2	110	0,16	18,2	0,634	0,69	
14		3Ø 3	200	181	107,8	0,165	17,8	0,540	0,595	

Nota: $R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$

Tabela 7

Tipul și armătura folosită la realizarea traversei	Forța de rupere determinată la încercarea statică *(Pr)* (tf)	Rezistența la oboseală *(Po)* (tf)	$\frac{Po}{Pr}$
T_8 — 10 împletituri 3 Ø 3,7 mm	31,8	15	0,47
T_{12} — 12 împletituri 3 Ø 3 mm	27	15	0,55
T_s — 6 toroane Ø 7,9 mm	22,5	13,9	0,618
T_8 — 8 vergele ovale cu profil periodic cu secțiunea de 35 mm^2	31	20	0,66

Notă: La încercările pentru determinarea rezistenței la oboseală P_{min} = 5 tf.

Locati. În acest caz, după cum s-a arătat, trebuie apreciată rezistența la oboseală, fiindcă prima treaptă a solicitării ciclice se alege astfel ca să fie inferioară rezistenței la oboseală presupuse.

În aceste situații se poate aprecia rezistența la oboseală, recurgîndu-se la una din metodele indirecte. Astfel se pot folosi relații prin care se poate determina rapid rezistența la oboseală, cunoscîndu-se valorile unor caracteristici ușor de obținut prin încercări statice (σ_r ; σ_c ; etc.). De asemenea se pot folosi, însă mai rar, unele indicații privind schimbarea unor caracteristici fizice în jurul valorii rezistenței la oboseală, cum sînt pentru armături limita de elasticitate, modulul de elasticitate, temperatura epruvetei etc. sau, pentru elementele de beton precomprimat, săgeata, deschiderea fisurilor etc.

Practic, în acest caz, se determină una dintre caracteristici prin încercarea statică a 3—5 epruvete din armătura respectivă, iar rezistența la oboseală poate fi apreciată ca fiind un anumit procent dintr-una din valorile obținute la încercarea statică. Pentru cazurile mai frecvente, în tabelele 5 și 6 s-au prezentat valorile aproximative ale rezistenței la oboseală în funcție de σ_r, σ_c sau $\sigma_{0,2}$, ce s-au obținut la încercările efectuate.

Nu trebuie pierdut din vedere faptul că rezistența la oboseală astfel determinată are valabilitatea limitată la tipul respectiv de armătură trecută în tabelă sau altele similare acestora, precum și la condițiile respective de solicitare.

Din verificările efectuate pentru traversele de beton precomprimat a rezultat că, pentru primul moment, este greu de stabilit o relație generală între rezistența la oboseală și rezistența la rupere prin solicitări statice, de exemplu. Aceasta, în acest caz, se datorește faptului că valorile caracteristicilor traverselor, deci și ale elementelor din beton precomprimat în general, sînt influențate mult de condițiile de execuție, tipul, cantitatea și poziția armăturii, aderența acestora cu betonul, modul de încercare etc.

Informativ, se prezintă în tabela 7 relația dintre forța de rupere de la încercarea statică și rezistența la oboseală pentru diverse variante de realizare a traverselor pentru calea ferată.

În ceea ce privește metoda indirectă de apreciere a rezistenței la oboseală prin observarea schimbării unor caracteristici în timpul solicitării ciclice, se consideră că se poate folosi mai mult spre a constata dacă unele elemente în timpul exploatării sînt solicitate într-un domeniu ce poate depăși rezistența la oboseală sau nu. Astfel, s-a constatat că rezistivitatea electrică a armăturilor crește mult în apropierea ruperii prin oboseală. La elementele de beton precomprimat s-a constatat că deschiderea fisurilor și valoarea săgeților, în cazul în care solicitarea ciclică respectivă conduce la rupere, cresc foarte repede în raport cu mărirea numărului de solicitări (fig. 11 și 12), spre deosebire de cazul solicitărilor mai reduse, cînd rămîn cu valori practic constante.

Rezultă deci că pentru o evaluare aproximativă necesară întocmirii unui anteproiect, pentru pregătirea unor încercări sau pentru efectuarea unor verificări privind comportarea în exploatare a elementelor solicitate de încărcări ciclice, putem folosi și această metodă aproximativă.

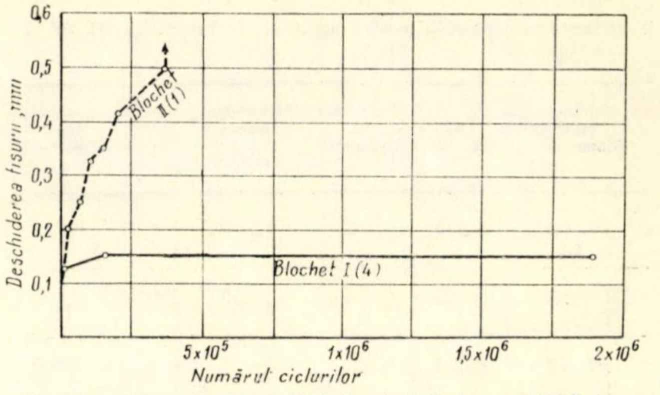
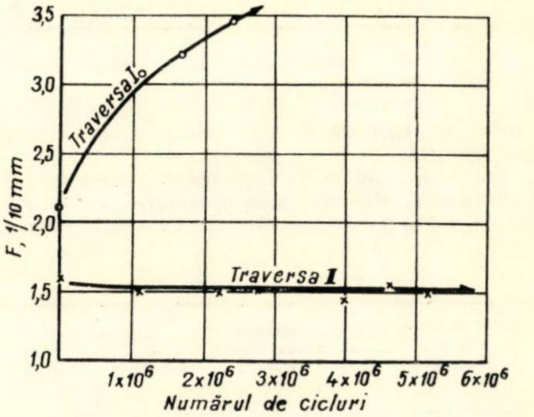


Fig. 11. Deschiderea fisurilor la blocheții extrași din traversele T6-0. Armare: 8 vergele cu profil periodic cu secțiunea de 40 mm^2 fiecare

Notă — la blochetul I (4) P_{max} = 20 t
la blochetul II (1) P_{max} = 23 t

Fig. 12. Aspectul dezvoltării săgeții în funcție de numărul de cicluri al solicitării repetate la traversa de beton precomprimat

Notă — traversa I s-a rupt la 2 803 000 cicluri
traversa II nu s-a rupt prin solicitări repetate



IV. CONCLUZII

Cercetările efectuate au permis verificarea posibilității aplicării metodei de încercare Locati în vederea determinării rezistenței la oboseală a armăturilor și a elementelor de beton precomprimat.

Totodată s-au stabilit condițiile de aplicare a acestei metode și precizia cu care se poate determina rezistența la oboseală a armăturilor și a elementelor de beton precomprimat.

Încercările efectuate au permis stabilirea corelației ce există între rezistența la oboseală și unele caracteristici care se obțin prin încercarea statică directă. Aceasta permite o evaluare ușoară a rezistenței la oboseală, în cazul în care nu se pot obține din norme sau standarde valorile respective sau nu se pot determina direct prin încercări în timp util.

În ceea ce privește comportarea elementelor de beton precomprimat, prin cercetările efectuate s-au putut stabili, de asemenea, unele legături dintre evoluția deschiderii fisurilor și a creșterii săgeților și rezistența la oboseală, fapt care asigură posibilitatea aprecierii comportării la solicitări ciclice a unor astfel de elemente.

Bibliografie

[1] Nădășan St. ș.a.: *Oboseala metalelor*. Ed. Tehnică, București, 1962.
[2] Locati L.: *Le prove di fatica come ausilio alla progettazione ed alla produzione*. Metallurgia Italiana, nr. 9, 1955.
[3] Daubertes C. ș.a.: *Application de la methode de L. Locati au controle de la limite de fatigue des pieces des machines*. Revue de Metallurgie nr. 4, 1960.
[4] Cazaud R. ș.a.: *Application de la methode de Locati à la determination de la limite de fatigue d'eprouvettes soudées par points*. Communiqué au XIII-ème Congrès de l'Institut International de Soudure, 1959.
[5] Cazaud R.: *La fatigue des mètaux*. Ed. Dunod, Paris, 1959.

Consideraţii teoretice şi experimentări de laborator privitoare la una din cauzele care îngreunează fluidificarea pastelor folosite în fabricarea clincherului de ciment prin metoda umedă

Ing. S. Zîmbrea
Fabrica de ciment — Medgidia

1. SCOPUL URMĂRIT DE LUCRARE

Este cunoscut faptul că, în cazul fabricării clincherului de ciment prin procedeul umed, se urmăreşte să se obţină la măcinarea materiilor prime în prezenţa apei, în mori tubulare cu bile, o pastă (şlam) cu un conţinut cît mai scăzut de apă, dar la o vîscozitate care să nu producă greutăţi în transportul acesteia. Cu cît conţinutul de apă este mai scăzut, cu atît scade consumul specific de combustibil la arderea clincherului.

Una din căile pe care s-a mers pentru a se transporta pasta cu un procent minim de apă este aceea a folosirii unor pompe (centrifuge, mai ales) perfecţionate, capabile să transporte pastă cît mai vîscoasă.

Alte metode au la bază eliminarea parţială a apei la intrarea în cuptor prin centrifugare, prin folosirea unor filtre de diferite tipuri etc.

O metodă foarte des uzitată, avînd în vedere avantajele ce le prezintă, este aceea a folosirii de fluidificatori ai pastei, adică a acelor substanţe (de exemplu Na_2CO_3, Na_2SiF_6, leşii bisulfitice, melasa de la fabricarea zahărului etc.), care au proprietatea ca, adăugate în procente foarte mici (de ordinul a 0,1 %) la fabricarea pastei, să aibă ca efect o scădere a vîscozităţii acesteia la acelaşi procent de apă.

Prin urmare, prin adaosul de fluidificatori, se realizează posibilitatea de a se transporta paste cu conţinut scăzut de apă, avînd ca rezultat scăderea consumului specific de combustibil la arderea clincherului şi o creştere a productivităţii orare a cuptorului rotativ de clincher.

2. CONSIDERAŢII TEORETICE

Vom reaminti succint explicaţia teoretică a fenomenului de fluidificare, pentru a putea dezvolta în continuare observaţiile şi concluziile cu privire la una din cauzele care pot împiedica fluidificarea pastelor de ciment.

Concepţiile moderne privind fluidificarea au la bază teoria ,,macroanionului argilos'' potrivit căreia, particulele mici de argilă (de ordinul micronilor), existente în paste (barbotine, şlamuri), reprezintă frînturi din reţeaua cristalochimică a caolinitului care este constituentul valoros al unei argile.

Aceste frînturi de reţea prezintă la extremităţi sarcini electrice negative libere (nesatisfăcute), căpătînd astfel aspectul unor macroanioni.

Fluidificarea se bazează pe respingerea reciprocă a macroanionilor existenţi în pastă. Pentru a avea deci o bună fluidificare, trebuie creat un potenţial negativ maxim al macroanionilor prin eliberarea lor de cationii existenţi în pastă (barbotină). Crescînd potenţialul negativ, creşte forţa de respingere reciprocă dintre macroanioni, deci se obţine o mai bună fluidificare.

Aşa cum se vede în figura 1, macroanionul argilos, reprezentînd frînturi din reţea, este înconjurat de un strat difuzional, un ,,nor ionic'' de cationi absorbiţi care, la rîndul lor, manifestînd tendinţă de hidratare, atrag moleculele de apă cu care alcătuiesc un ,,al doilea strat difuzional''.

Reţinerea moleculelor de apă se realizează cu un efort de compresiune de mii de atmosfere, generînd vîscozitatea mare a pastei.

Prin urmare, a obţine scăderea vîscozităţii (respectiv fluidificarea), revine la a realiza o disociere a macroanionului argilos de complexul adsorbit şi, trecînd ionii în soluţie, să se realizeze potenţialul maxim negativ de care am amintit anterior.

Acesta se realizează cu electroliţi în cantităţi mici. În cazul folosirii $NaOH$ în cantitate de 0,1—0,2 g/100 g barbotină, se poate scrie relaţia :

$$(A)H_x^{+} \cdot nH_2O + {}_xNaOH \rightleftarrows (A)^{x-} + \\ + \underbrace{\overline{\left|\, {}_xH^+ + {}_xOH^- + nH_2O \,\right|}}_{(n+x)\,H_2O} + {}_xNa^+$$

în care : (A) este macroanionul argilos ;

nH_2O — pelicula apoasă de la suprafaţa macroanionului.

Cum rezultă din relaţie, se ajunge la un echilibru care pune în valoare un macroanion de potenţial maxim negativ, liber de pelicula vîscoasă de apă, deci cu o mare fluiditate.

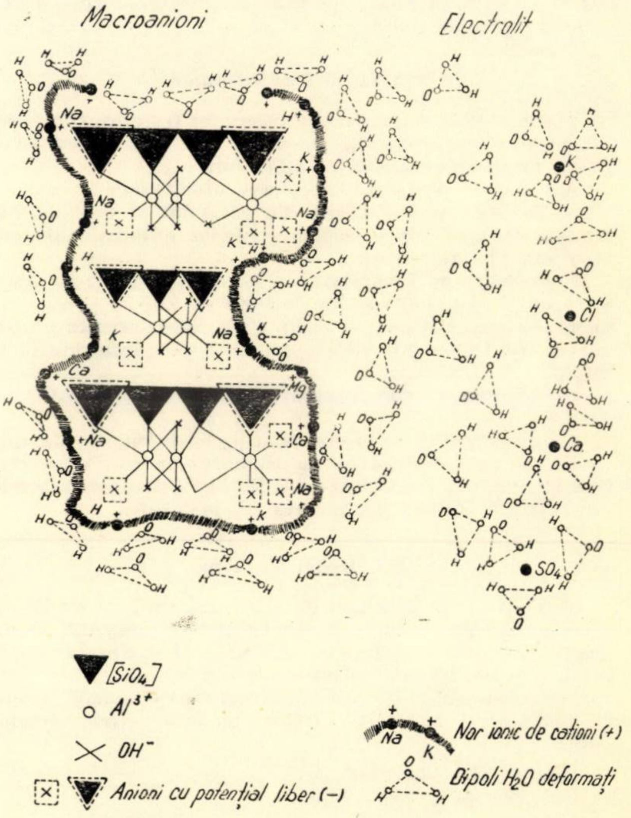
Mai trebuie menţionat faptul că, la un exces de electrolit, vîscozitatea creşte brusc prin stricarea echilibrului relaţiei, fenomenul producîndu-se după următoarea relaţie :

$$(A)^{x-} + nNa^+ \, yH_2O \rightleftarrows (A)Na_x^{+} \cdot nH_2O + \\ + (n-x)Na^+ + (y-n)H_2O.$$

În această situaţie echilibrul relaţiei este deplasat datorită excesului de cationi Na^+ care, fixîndu-se de complex, scad potenţialul electronegativ al macroanionului argilos.

Prezenţa în pastă (barbotină) a unor cationi bivalenţi şi trivalenţi ca Ca^{2+} Mg^{2+} îngreunează fluidificarea sau duce la coagulare, ca urmare a faptului că fiind greu disociabili se fixează pe macroanioni chiar dacă sînt în cantităţi mici şi neutralizează sarcinile libere negative.

Fig. 1



Cercetările de specialitate au mai arătat că adsorbția cationilor de către macroanionul argilos este selectivă; la argile această adsorbție selectivă favorizează cationii alcalino-pămîntoși în dauna celor alcalini. Adsorbția selectivă a cîtorva cationi se prezintă astfel $Mg^2 > Ca^{2+} > NH_4^+ > K^+ > Na^+$.

3. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

3.1. Experimentări anterioare

Pe pastele de la fabrica de ciment Medgidia s-au efectuat numeroase probe și încercări de fluidificare care nu au dus la rezultate satisfăcătoare, deși a fost încercată o gamă largă de fluidificatori: Na_2CO_3, $Na_2 Si F_6$, leșii bisulfitice, melasă de la fabricarea zahărului etc.

Cauza rezultatelor negative putea fi una din următoarele:

a) natura argilelor și structura lor cristalochimică, cunoscînd faptul că fluidificarea este mai greu de obținut la montmorillonite decît la caolinite;

b) metoda de lucru propriu-zisă care pornea de la pastele deja obținute industrial pe care se efectuau experimentări.

Pe baza considerațiilor teoretice făcute la începutul prezentului articol, putem explica de ce metoda de lucru poate influența negativ rezultatele.

Într-adevăr, la fabrica de ciment Medgidia, pasta pentru cuptoarele de clincher se obține în mod industrial, folosind la măcinarea materiei prime (calcar, argilă), în morile tubulare cu bile, apa industrială din valea Carasu. Această apă are o duritate totală care depășește adesea 55 grade germane datorită numeroaselor săruri de Mg și Ca.

În experimentările făcute, se evapora apa din pastă, iar pe făinile obținute se executau experimentări cu procente diferite de apă și de substanță fluidificatoare.

Or, dată fiind prezența cationilor Mg^{2+} și Ca^{2+} în făină (ei rămînînd după evaporarea apei), macroanionul argilos se prezenta cu un potențial electronegativ extrem de scăzut sau chiar neutru, avînd adsorbiți acești cationi.

Dacă mai ținem seama și de faptul amintit anterior că adsorbția este selectivă și că Mg^{2+} și Ca^{2+} ocupă locuri preferențiate în scara de adsorbție, ne explicăm de ce cationii K^+ și Na^+, introduși în fluidificator, nu conduceau la relația de fluidificare chiar dacă erau adăugați în procent corespunzător; acești cationi nu puteau produce înlocuirea cationilor Mg^{2+} și Ca^{2+} „preferați" de macroanion a fi adsorbiți și încă în mod destul de stabil.

3.2. Lucrări de laborator

Pornind de la cunoașterea problemelor teoretice și a experimentărilor anterioare, am trecut la verificarea supozițiilor făcute prin experimentări de laborator.

Am stabilit ca principii de lucru următoarele:

a. Folosirea argilei direct din zăcămînt și măcinată la morișca de laborator — pentru a elimina influența substanțelor din apa industrială.

b. Folosirea apei industriale — cu duritate peste 55 grade germane, a apei potabile cu duritate de 22—25 grade germane și a apei distilate — deci fără duritate; aceasta pentru a avea trei trepte prin care să putem urmări influența durității.

c. Folosirea a două substanțe fluidificatoare: Na_2CO_3 și Na_2SiF_6.

d. Încercările să se efectueze la procente diferite de apă.

Din numeroasele probe de laborator au fost alese cele cu 0,1 % Na_2CO_3 calcinat și 0,1 % $Na_2Si F_6$, deoarece la aceste procente am obținut fluidificarea cea mai bună.

3.3. Modul de lucru

Pornind de la principiul de bază și anume că duritatea mare a apei industriale este elementul care împiedică fluidificarea, și pentru a-i evita efectul, s-a folosit nu o pastă uscată, ci s-a colectat materia primă direct din carieră.

Materialul colectat a fost măcinat într-o moară clasică de laborator și s-a obținut o făină cu următoarele caracteristici:

Rest pe sită 002—11,2 %
Rest pe sită 09— 1,4 %
$CaCO_3$ 71 %.

Făina obținută a fost uscată la o temperatură de circa 110°C pînă ce, în mod practic, nu mai conținea umiditate.

Această făină, bine omogenizată, a fost folosită la toate experimentările.

Pentru prepararea pastei am folosit apă industrială avînd o duritate de 59,10 grade germane (uneori apa industrială la fabrica de ciment Medgidia depășește 70 grade germane), apă potabilă cu 20—25 grade germane duritate și apă distilată (pentru a substitui apa cu duritate zero).

Din făina omogenă s-au cîntărit la balanța tehnică cu precizie de ± 0,1 g cantități diferite, iar cu cilindrul gradat s-au determinat cantitățile de apă, făcînd amestecul care însuma 100 grame (deci cantitatea de apă exprima cu destulă precizie procentul de apă în pastă).

Pastele au fost preparate în pahare Berzelius de 200 cm³, agitînd cu bagheta de sticlă timp de 5—10 minute pînă la amestecarea intimă între făină și apă. Paharele conținînd pastă au fost acoperite pentru a diminua evaporarea apei.

S-a determinat împrăștierea la 0,5—3—12 și 24 ore, agitînd cu bagheta de sticlă cîteva minute înainte de efectuarea împrăștierii.

Împrăștierea s-a efectuat cu conul de laborator care avea dimensiunile: $D = 40$ mm, $d = 30$ mm și $h = 20$ mm — la interior.

Cu toate că paharele au fost acoperite, determinînd din nou conținutul de apă în pastă după 24 de ore, s-a constatat că acesta era mai scăzut decît cel inițial cu 1—2 procente (în tabelele de rezultate sînt trecute procentele de apă inițiale, neținînd seamă de evaporare).

S-a considerat neglijabilă cantitatea de fluidificator în raport cu cea a pastei (circa 1 %), astfel că fluidificatorul l-am pus sub formă de pulbere fină în apa din care prepa-ram pasta.

Ca fluidificatori am folosit Na_2CO_3 și Na_2SiF_6.

În perioada efectuării experimentărilor la fabrica de ciment Medgidia, pasta industrială se putea transporta cu pompele existente la o împrăștiere de 44—45 mm; așadar, doar împrăștierile ce depășesc aceste valori pot fi luate în considerație ca reprezentînd paste pompabile.

Pentru comparație s-a lucrat cu probe etalon, reprezentînd, pentru fiecare serie de determinări, realizarea unei paste cu apă industrială, fără fluidificatori, la același procent de apă la care se executau probele seriei respective; probele etalon permit comparația cu situația existentă în fabricația industrială.

S-au ales ca termene — inițial și final — 0,5, respectiv 24 ore, deoarece primul reprezintă durata aproximativă a drumului parcurs de pastă în interiorul morii, iar 24 ore reprezintă, în medie, timpul cît pasta este depozitată pînă la introducerea în cuptor.

4. DISCUTAREA REZULTATELOR OBȚINUTE

4.1. Probe cu carbonat de sodiu (Na_2CO_3)

4.1.1. Probe de pastă cu 36% apă și 0,1% Na_2CO_3

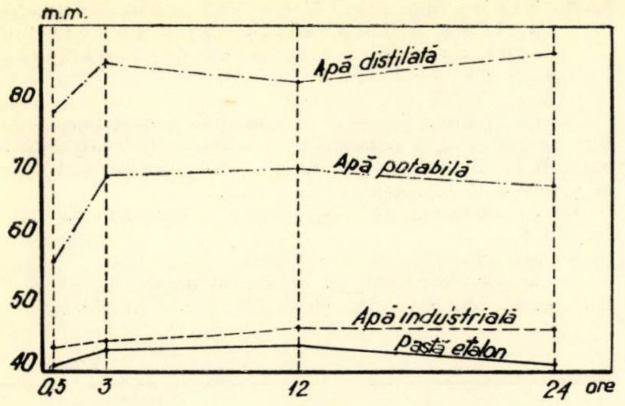
Se distinge, din tabela 1 de rezultate și graficul 1 de creștere a împrăștierii, faptul că, la proba etalon, practic, nu avem variație a fluidificării.

De asemenea, pasta cu apă industrială și fluidificator are o creștere neînsemnată în interval de 24 ore.

În cazul apei potabile (care are, datorită durității mai scăzute decît a celei industriale, un conținut de Ca^{2+} și Mg^{2+} mai scăzut), se înregistrează o creștere sensibilă a împrăștierii, respectiv circa 10 mm în 24 de ore.

Tabela 1

	Timpul (ore)			
	0,5	3	12	24
Apă distilată	77,50	84,75	81,75	86,15
Apă potabilă	56,25	68,64	69,25	66,90
Apă industrială	43,50	44,62	46,25	46,00
Pastă etalon (apă ind. fără Na_2CO_3)	41,00	43,00	43,75	40,80



Graficul 1

Cît despre apa distilată, lipsită deci de cationi de calciu şi magneziu, de la primul interval (30 minute) observăm o creştere a împrăştierii cu 34 mm faţă de acelaşi interval la apă industrială şi cu 11 mm faţă de apa potabilă. Mai mult decît atît, pînă la intervalul de 24 ore, împrăştierea continuă să crească cu încă 9 mm.

Totodată se observă că creşterea cea mai pronunţată este la intervalul de 30 minute ... 3 ore şi aceasta are importanţă, deoarece pasta trebuie să fie pompabilă la scurt timp după ieşirea din moara de măcinare a materiei prime.

Faptul că împrăştierea la 12 ore este mai mică decît la 3 ore cu 3 mm se explică nu numai prin erorile de măsurători, dar şi prin timpul diferit cît a fost agitată pasta înainte de a se efectua determinarea împrăştierii, cît şi prin o evaporare a apei mai accentuată în acest interval, probele nefiind depozitate într-un loc cu regim termic stabil.

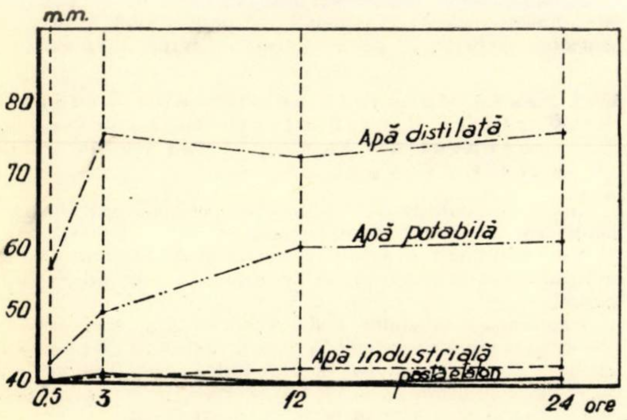
4.1.2. Probele de pastă cu 34% apă şi 0,1 Na_2CO_3

Scăzînd conţinutul de apă cu 2 procente se obţin rezultate analoge şi sînt de făcut aceleaşi observaţii. În cazul apei industriale pasta rămîne vîscoasă şi sub limita de pompabilitate chiar după 24 de ore (tabela 2 şi graficul 2).

Tabela 2

	Timpul (ore)			
	0,5	3	12	24
Apă distilată	56,25	75,25	72,00	75,60
Apă potabilă	42,75	50,00	59,10	60,25
Apă industrială	40,00	40,50	42,00	42,40
Pastă etalon (apă ind. fără Na_2CO_3)	40,00	41,00	40,00	41,00

Graficul 2



Pasta preparată cu apă potabilă deci cu conţinut mai scăzut de cationi de calciu şi magneziu sau cu apă distilată dă rezultate incomparabil mai bune decît în cazul folosirii apei industriale.

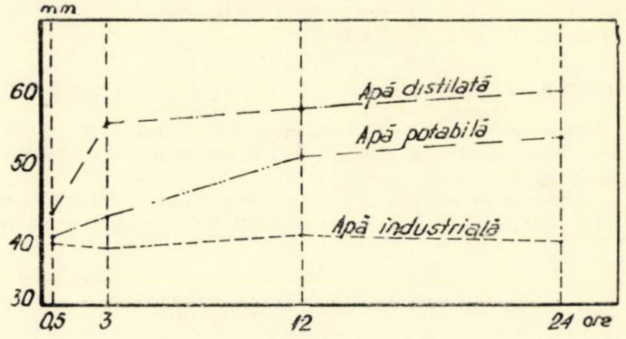
4.1.3 Probe de pastă cu 32% apă şi 0,1 Na_2CO_3

În producţia industrială a fabricii, atunci cînd materia primă era de natura şi caracteristica celei folosite în determinările pe care le-am făcut în laborator, pasta era pompabilă la 44—45 mm împrăştiere (aşa cum am amintit şi anterior) ceea ce corespunde la un procent de apă de circa 36%.

În tabela 3 şi graficul 3 se poate vedea că, folosind ca fluidificator carbonatul de sodiu în procent de 0,1% şi în cazul că apa nu are cationi de Ca şi Mg care să împiedice fluidificarea aşa cum s-a explicat, se pot obţine paste pompabile chiar la un procent scăzut de apă.

Tabela 3

	Timpul (ore)			
	0,5	3	12	24
Apă distilată	43,00	55,75	57,75	60,00
Apă potabilă	39,75	42,00	50,75	53,75
Apă industrială	38,75	38,25	39,75	39,00



Graficul 3

În cazul apei distilate, după 30 minute pasta are o împrăştiere de 43 mm, iar după trei ore ea este deosebit de fluidă (55,75 mm împrăştiere).

Se distinge o simetrie a rezultatelor în raport cu determinările asupra probelor cu 36% apă şi 34% apă, iar observaţiile de la punctele 4.1.1 şi 4.1.2 rămîn valabile.

Apariţia în tabela de rezultate a unor valori sub 40 mm (deşi diametrul interior al conului de determinare a împrăştierii este de 40 mm) se explică prin faptul că, în cazurile respective, pastele fiind foarte vîscoase au aderat parţial la pereţii conului de împrăştiere.

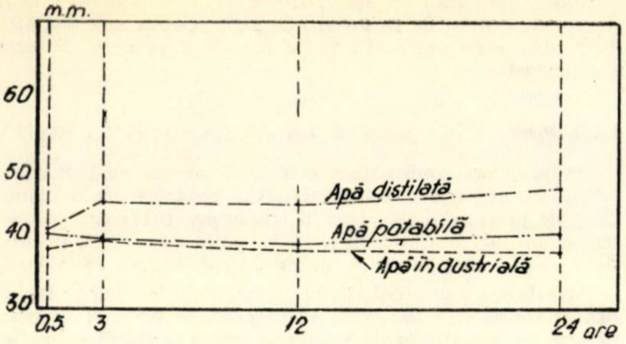
De asemenea, în cazul determinărilor cu procent de 32% apă, nu am mai folosit ca element de referinţă pasta etalon, dat fiind faptul că curbele pastă-etalon şi pastă-apă industrială aproape se confundă la procente mai mici de apă.

4.1.4. Probe de pastă cu 31% apă şi 0,1 Na_2CO_3

S-a mers mai departe cu scăderea procentului de apă în pastă. Datele demonstrează că, chiar la 31% apă, la un interval de trei ore, folosind apă lipsită de duritate, pasta poate fi pompată avînd o împrăştiere de 45 mm (tabela 4 şi graficul 4).

Tabela 4

	Timpul (ore)			
	0,5	3	12	24
Apă distilată	41,00	45,00	44,90	47,25
Apă potabilă	40,75	40,00	39,90	40,75
Apă industrială	38,75	39,50	38,60	38,50



Graficul 4

Dacă adăugăm faptul că, în experimentările de laborator, pasta a stat în repaus, în timp ce în producţia industrială ea este în continuă agitare şi deci amestecarea cu fluidificator se face mai rapid şi mai intim, desprindem concluzia că nici procentul de apă de 31 % nu constituie o limită de pompabilitate peste care nu se poate trece.

4.2. Probe de fluorosilicat de sodiu Na_2SiF_6

În cazul folosirii ca fluidificator a fluorosilicatului de sodiu, s-a obţinut un efect maxim pentru pastele cu 32 % apă la procentul de 0,1 % Na_2SiF_6.

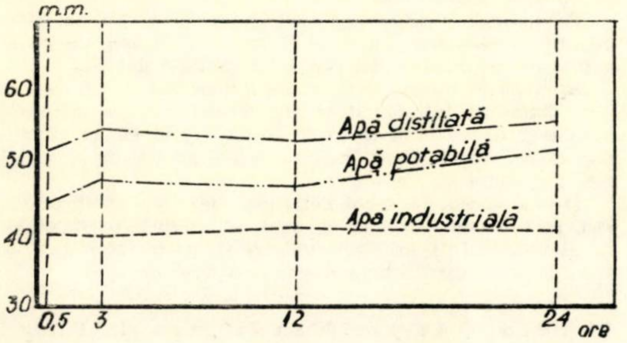
4.2.1. Probe de pastă cu 32 % apă şi 0,1 % Na_2SiF_6

După ce a fost stabilit că procentul de 0,1 % $Na_2\,Si\,F_6$ este optim, s-a trecut la efectuarea de măsurători pe probe de pastă cu 32 % apă.

Examinarea rezultatelor (tab. 5 şi graficul 5) duce la aceleaşi concluzii ca şi în cazul folosirii carbonatului de sodiu ca fluidificator şi anume că probele de pastă cu apă industrială nu prezintă fluidificare, iar cele cu apă potabilă ating la 24 ore o împrăştiere pe care probele cu apă distilată au avut-o la 30 minute. Este aceeaşi dovadă că prezenţa Ca^{2+} şi Mg^{2+} (existenţi în apa potabilă şi în apa industrială) îngreunează sau împiedică total fluidificarea.

Tabela 5

	Timpul (ore)			
	0,5	3	12	24
Apă distilată	52,00	54,75	53,10	56,00
Apă potabilă	44,60	47,75	47,00	52,00
Apă industrială	40,00	40,00	41,00	41,00



Graficul 5

Totuşi, efectul de fluidificare face pompabile pastele chiar cu apă potabilă la 30 minute după preparare (44,60 mm împrăştiere).

Comparativ cu probele cu carbonat la acelaşi procent de apă — 32 % — probele cu fluorosilicat arată o fluidificare puţin mai slabă.

4.2.2. Probe de pastă cu 32% apă. Variaţia în timp a împrăştierii — funcţie de felul apei şi procentul de fluorosilicat de sodiu

Pentru a fi mai aproape de condiţiile industriale, s-a lucrat numai cu apă potabilă şi apă industrială. Rezultatele obţinute la intervale de 30 minute, 4 ore şi 24 ore sînt redate în tabela 6 şi reprezentate în graficul 6.

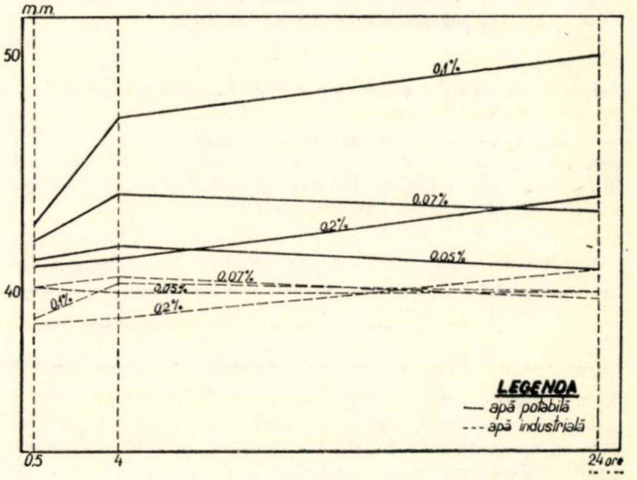
Datele confirmă, ca fiind optim, procentul de 0,1 % $Na_2\,Si\,F_6$.

Se mai pot observa următoarele :

— Apariţia coagulării la procentul de 0,5 % $Na_2\,Si\,F_6$, atît pentru apa potabilă, cît şi pentru cea industrială.

Tabela 6

Felul apei	Na_2SiF_6 %	Timpul		
		0,5	4	24
Apă potabilă	0,05	41,75	42,00	41,00
	0,07	42,25	44,25	43,50
	0,1	43,00	47,50	50,10
	0,2	41,25	41,60	44,30
	0,5	Coagulare	Coagulare	Coagulare
Apă industrială	0,05	40,25	40,00	40,10
	0,07	40,25	40,75	39,90
	0,1	39,00	40,50	40,10
	0,2	39,80	39,00	41,00
	0,5	Coagulare	Coagulare	Coagulare



Graficul 6

— Apa industrială nu permite fluidificarea la nici unul din gama de procente de $Na_2Si\,F_6$ folosite.

Existenţa unor împrăştieri sub valoarea de 40 mm (cît este dimensiunea bazei conului de împrăştiere) se explică prin aderarea parţială a pastei la suprafaţa interioară a conului.

4.2.3. Probe de pastă cu 32 % apă potabilă Variaţia împrăştierii în funcţie de procentul de $Na_2Si\,F_6$ şi forma în care a fost adăugat

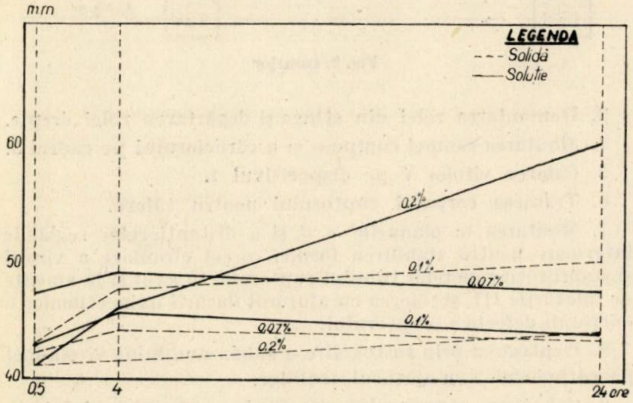
În practica industrială fluidificatorii pot fi adăugaţi în stare solidă sau ca soluţii dinainte pregătite.

S-a intenţionat — prin experimentări de laborator — să se urmărească influenţa stării în care este adăugat fluidificatorul.

Examinarea tabelului 7 de rezultate şi a curbelor din prezentarea grafică (graficul 7) duce la concluzia că procentul optim de $Na_2Si\,F_6$ adăugat în stare solidă este 0,1 %, în timp ce, în cazul preparării din timp a unor soluţii de diferite procente, efectul maxim este la 0,2 % fluorosilicat.

Tabela 7

Forma în care se adaugă fluidificatorul	Na_2SiF_6 %	Timpul (ore)		
		0,5	4	24
Solidă	0,07 0,1 0,2	42,25 43,00 41,25	44,25 47,50 41,60	43,50 50,10 44,32
Soluţie	0,07 0,1 0,2	47,35 42,90 41,00	48,88 45,60 46,38	47,50 44,00 60,10



Graficul 7

Deci, pentru fluidificator solid procentul optim este 0,1 %, iar pentru fluidificator în soluţie procentul optim este de 0,2 %.

Efectul fluidificatorului adăugat în soluţie este însă mai energic în timp şi cu rezultate mai bune după 24 ore.

4.2.4. Probe de pastă fără adaos şi cu adaos de fluidificator la diferite procente de apă

Am intenţionat să vedem comportarea Na_2SiF_6 ca fluidificator la diferite procente de apă industrială.

Încercînd cu procente de 32—34—36 şi 38 % apă industrială şi 0,07 % Na_2SiF_6, am obţinut rezultatele consemnate în tabela 8.

Tabela 8

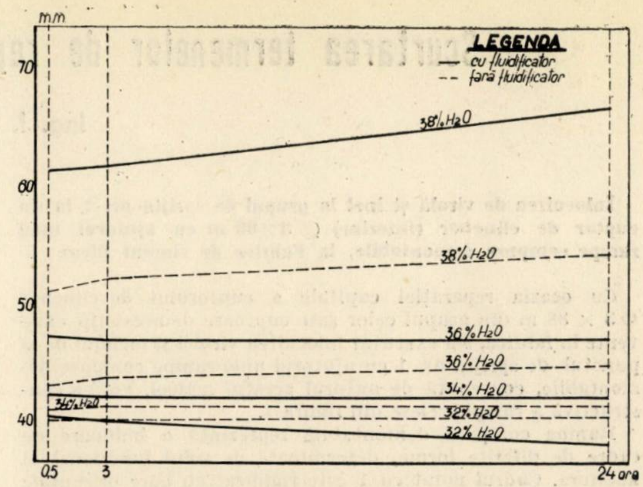
Apă industrială %	Timpul (ore)					
	0,5		3		24	
	Fără adaos	Cu 0,07 % Na_2SiF_6	Fără adaos	Cu 0,07 % Na_2SiF_6	Fără adaos	Cu 0,07 % Na_2SiF_6
38	51,25	61,10	52,20	61,60	54,40	66,30
36	43,25	47,25	43,85	47,00	44,90	47,10
34	41,10	42,40	41,30	42,25	41,40	42,25
32	40,30	40,40	40,30	40,10	40,40	38,25

Se remarcă faptul că la procente de 32 pînă la 36 % apă rezultatele sînt grupate în jurul a 40—47 mm deci, practic, în limite în care pastele nu sînt pompabile.

La un procent de 38 % apă industrială se constată un oarecare efect de fluidificare pentru cazul adăugării de 0,07 % Na_2SiF_6.

Explicaţia acestui fenomen s-ar fi cerut adîncită, deoarece în cazul folosirii Na_2CO_3 ca fluidificator, nu au fost efecte de fluidificare în cazul apei industriale, nici chiar la 38 % apă (procent destul de ridicat) (graficul 8).

Nu s-a făcut acest lucru întrucît efectul este minim, iar, pe de altă parte, pastele cu 38 % apă sînt pompabile chiar fără fluidificator. În plus, ele nu prezentau valoare practică deoarece era depăşit procentul de apă folosit de producţia industrială şi care se situa în jurul a 36 %.



Graficul 8

O explicaţie teoretică poate fi dată prin aceea că Na_2CO_3 şi Na_2SiF_6 sînt electroliţi de tării diferite şi deci potenţialele electrice negative ce apar în procesul de fluidificare sînt diferite, atrăgînd după sine diferenţe de comportare.

5. CONCLUZII GENERALE

5.1. Privind în corelaţie elementele teoretice cu datele obţinute experimental, se poate conchide că prezenţa în cantitate mare a cationilor de *Ca* şi *Mg* în apa industrială folosită la prepararea pastelor industriale împiedică total sau îngreunează considerabil folosirea fluidificatorilor chimici în scopul scăderii procentului de apă.

5.2. Dintre cei doi fluidificatori încercaţi, rezultate mai bune s-au obţinut în cazul folosirii Na_2CO_3 atît prin realizarea unei fluidificări mai intense, în general, cît mai ales la perioadele de o jumătate de oră şi trei ore, deci imediat după prepararea pastei.

5.3. În cazul folosirii fluidificatorului în soluţie se obţin rezultate mai bune decît în cazul folosirii lui în stare pulverulentă.

5.4. Contrar regulii generale — potrivit căreia rezultatele de laborator sînt superioare celor pe scară industrială — în cazul încercărilor efectuate avem o situaţie inversă, prin aceea că în laborator nu s-a realizat o agitare continuă a pastelor (fapt ce favorizează fluidificarea), în timp ce industrial pasta se află în continuă agitare pe cale mecanică şi pneumatică.

5.5. În condiţiile fabricii de ciment Medgidia, aceste determinări şi concluzii nu au putut fi urmate de măsuri practice în tehnologia de fabricaţie deoarece :

a) Lipseşte o sursă de apă de duritate scăzută (deci cu cantităţi mici de cationi de *Ca* şi *Mg*), de un debit corespunzător necesităţilor industriale.

b) Materia primă şi anume argila este foarte eterogenă din punct de vedere al naturii sale ; or, fluidificarea are efect pronunţat asupra argilelor caolinitice şi mai puţin asupra celor montmorillonitice, aşa cum s-a expus în consideraţiile teoretice.

Pentru aceste motive, în fabrică s-a recurs la scăderea procentului de apă în pastă pe calea măsurilor de ordin mecanic şi anume : îmbunătăţirea traseelor conductelor de transport (pante, coturi etc.) şi perfecţionarea pompelor de pastă. S-a ajuns astfel ca să se transporte paste cu 32—33 % apă faţă de 45—48 % apă, cum se transportau înaintea aplicării acestor măsuri.

5.6. Concluziile prezentei lucrări sînt utile de luat în consideraţie la studierea amplasamentelor fabricilor de ciment pe cale umedă, cînd trebuie să se examineze cu toată atenţia nu numai natura argilelor folosite în fabricaţie, dar şi compoziţia apei ce va fi folosită la măcinarea umedă.

Bibliografie

[1] Solacolu Şerban : *Chimia fizică a silicaţilor tehnici*. Bucureşti. Editura tehnică, 1957.

[2] Pfrunder V. R. şi Gromes W. : *Fluidificarea pastei brute de ciment*. Zement-Kalk-Gips, nr. 11, 1950.

Scurtarea termenelor de reparaţii în industria de ciment

Ing. I. Nemţişor

Înlocuirea de virolă şi inel la grupul de sprijin nr. 1 la un cuptor de clincher (interior) ∅ 3 × 88 m cu ajutorul unei rampe compuse demontabile, la Fabrica de ciment Bicaz

Cu ocazia reparaţiei capitale a cuptorului de clincher Ø 3 × 88 m din grupul celor şase cuptoare de acest tip existente în fabrică, s-a executat înlocuirea virolei şi inelului de la punctul de sprijin nr. 1 cu ajutorul unei rampe compuse demontabile, concepută de autorul acestui articol. Forma constructivă a rampei reiese din figura 1.

Rampa compusă demontabilă reprezintă o îmbinare de cadre de diferite forme, determinate de rolul funcţional al acestora. Cadrul notat cu 1 este rigidizat cu bare orizontale pentru mărirea stabilităţii la solicitarea prin greutate a virolei V şi inelului I — în greutate totală de 23 t şi prevăzut cu posibilitate de reglare a poziţiei pe verticală prin adaosurile metalice distanţiere P. Poziţia acestui cadru este înclinată cu 4 %, urmărind înclinaţia cuptorului, şi este montat pe axa de simetrie longitudinală în acelaşi plan cu al cuptorului.

Cadrul nr. 2 are o formă adecvată spaţiului dintre reazemele 1 al cuptoarelor, avînd prevăzută însă cale de rulare pentru căruciorul nr. 5.

Cadrul orizontal 4 este construit pentru poziţia iniţială a căruciorului 5, iar legătura dintre planul 4 şi 2 este realizată de planul înclinat 3, prevăzut de asemenea cu o cale de rulare.

Construcţia căruciorului 5 din figura 2 arată că prezintă posibilitatea rulării virolei spre axa I şi a trecerii inelului în acelaşi timp, prin demontarea alternativă a lonjeroanelor 1 la urcarea şi respectiv coborîrea subansamblului virolă-inel.

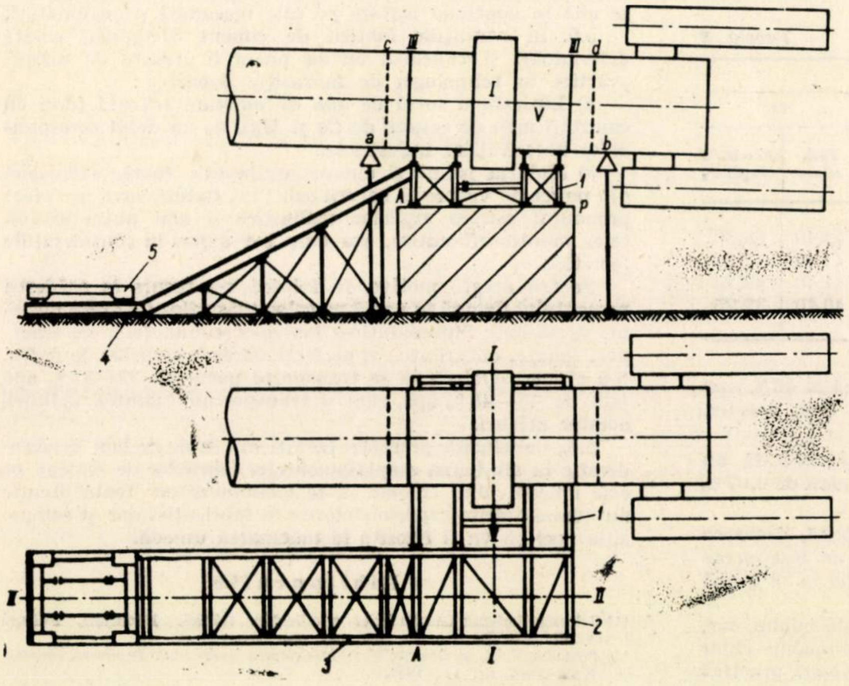
Prin spaţiul dintre axa şinei şi lonjeronul 1 se creează de asemenea posibilitatea rulării continue a căruciorului la trecerea de la planul 2 la planul înclinat 3, ceea ce asigură o stabilitate bună a căruciorului pe care este montată sarcina.

Operaţia de înlocuire a subansamblului virolă-inel, uzat, s-a executat în următoarele faze :

1. Demontarea răcitoarelor planetare.
2. Calarea provizorie a cuptorului în dreptul inelului şi în punctele a şi b.

Fig. 1. Rampă compusă demontabilă

1 — cadru de calare şi rulare virolă-inel ; 2,3,4, — cadre pentru evacuarea şi urcarea virolelor ; 5 — cărucior



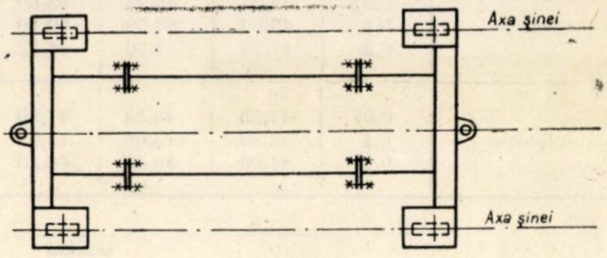


Fig. 2. Căruclor

3. Demontarea rolei din stînga şi depărtarea rolei drepte.
4. Montarea rampei compuse şi a căruciorului pe cadrul 3.
5. Calarea virolei V pe dispozitivul 1.
6. Trasarea corpului cuptorului pentru tăiere.
7. Montarea în planurile *c*, *d* şi a distanţierelor reglabile interioare pentru stabilirea formei corect circulare a virolei şi stabilităţii capetelor tubului cuptorului în aval şi în amonte de tăieturile III, şi tăierea cu ajutorul flacării oxiacetilenice a porţiunii defecte a cuptorului.
8. Deplasarea prin rostogolire a subansamblului virolă-inel pe căruciorul 5 cu ajutorul troliilor.
9. Coborîrea căruciorului cu sarcina subansamblului de 23 t pînă pe cadrul 4 şi evacuarea acestuia cu ajutorul troliilor.
10. Urcarea noii virole cu inelul montat în prealabil cu ajutorul unei macarale de încărcat şi descărcat piese de 10 t în dotarea fabricii, prin folosirea de trolii.
11. Deplasarea prin rostogolire a sarcinii pînă în locul virolei înlocuite, centrarea virolei şi verificarea coaxialităţii.
12. Sudarea parţială a virolei noi.
13. Calarea inelului şi demontarea rampei complexe şi a calajelor din *a* şi *b*.
14. Montarea rolelor de rulare şi sudarea definitivă a virolei prin rotirea cuptorului.
15. Montarea răcitoarelor planetare.
16. Tăierea, coborîrea virolei şi inelului uzat s-a realizat în 16 ore ; urcarea, centrarea şi sudarea noii virole şi inelului s-au realizat în 72 ore, ambele de către două echipe a şase oameni.

În ansamblu, operaţia de înlocuire a subansamblului virolă-inel a durat 3,5 zile.

În afară de operaţia indicată s-au mai executat şi alte operaţii, cum ar fi :

— înlocuirea căptuşelii din cărămidă ;

— demontarea, recondiţionarea răcitoarelor planetare, înlocuirea perdelelor de lanţuri ale acestora ;

— înlocuirea pieselor de uzură de la vărsarea clincherului în răcitoare ;

— modificări ale subansamblurilor de la acţionare ;

— modificări constructive ale camerei de praf ;

— înlocuirea transportorului de clincher.

Reparaţia în ansamblul ei a fost executată la un nivel calitativ superior şi a durat 13,5 zile.

Privire asupra avantajelor rampelor complexe demontabile la astfel de operaţii de înlocuire de subansambluri virolă-inel

— Spaţiile înguste dintre cuptoarele rotative nu permit folosirea de macarale.

— Dispozitivele cunoscute de schimbare a virolei din segmenţi şi de urcare a inelului separat conduc la mari neajunsuri în realizarea unui cilindru perfect al segmenţilor de virolă şi la o serioasă prelungire a duratei de reparaţie a cuptoarelor.

— Montarea în prealabil a subansamblului virolă-inel asigură scurtarea timpului de reparaţie prin eliminarea fazelor auxiliare de montaj ale inelului montat separat.

— Forma constructivă demontabilă a rampei complexe permite suprapunerea de operaţii, un acces uşor şi timp scurt de montare şi demontare.

RECENZII

Paul Dunham Close

SOUND CONTROL & THERMAL INSULATION OF BUILDINGS

(Izolarea fonică şi termică a clădirilor)

New York, Reinhold Publishing Corporation, 1966
VII + 502 p, 122 ilustraţii

Apărută recent, în îngrijirea editurii „Reinhold Publishing Corporation'' din New York, cartea lui P. D. Close tratează două probleme deosebit de importante din punct de vedere al asigurării confortului : izolarea fonică şi termică a clădirilor. Introducerea acestor subiecte distincte într-o singură lucrare este explicabilă ţinînd seamă că autorul se adresează, în primul rînd, arhitecţilor şi inginerilor constructori, deci celor ce proiectează şi execută elementele despărţitoare ale clădirilor, prin intermediul cărora se asigură justa rezolvare a ambelor probleme.

De-a lungul a 500 de pagini sînt prezentate cititorilor elementele teoretice necesare pentru înţelegerea fenomenelor de propagare a sunetelor şi de schimb de căldură, precum şi date asupra materialelor şi soluţiilor constructive folosite în tehnica de izolare. Partea teoretică este expusă principial, fără a se insista asupra ipotezelor de calcul, relaţiilor de transformare şi asupra modului în care au fost deduse formulele. În schimb, partea aplicativă conţine numeroase tabele cu valori caracteristice pentru o gamă variată de materiale şi structuri de elemente despărţitoare, precum şi exemple de calcul.

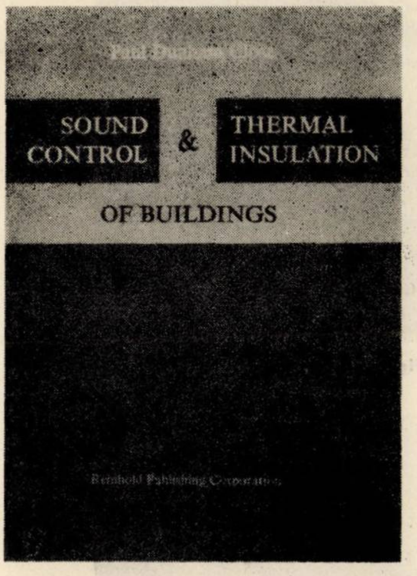
După un capitol introductiv, în care se precizează scopul măsurărilor de izolare fonică şi termică, urmează opt capitole dedicate procedeelor de asigurare a confortului acustic, ultima parte a lucrării fiind rezervată termotehnicii construcţiilor. Trei anexe şi un index al termenilor folosiţi completează lucrarea.

Spaţiul din carte afectat izolărilor fonice este organizat după cum urmează :

În capitolul 2 se definesc mărimile fizice folosite în continuare şi se precizează noţiunea de confort acustic cu ajutorul curbelor de egală senzaţie sonoră, introducîndu-se criterii diferenţiate după destinaţia spaţiilor luate în consideraţie (apartamente, birouri etc.).

Sesizarea efectului nociv al zgomotului, analiza celor mai importante surse de zgomot ce intervin în mediul urban contemporan, precum şi prezentarea măsurilor de ordin legislativ ce se iau pentru limitarea zgomotelor fac obiectul capitolului 3.

În cele ce urmează autorul se ocupă de metodele principale de corectare a regimului sonor în încăperi : tratamentele acustice şi protecţia împotriva propagării zgomotului, prin intermediul elementelor despărţitoare. Noţiunea de tratament acustic este analizată în capitolele 4 şi 5, insistîndu-se asupra diferenţei care există între tratamentele auditoriilor, unde scopul principal este acela de a corecta timpul de reverberaţie şi tratamentul spaţiilor mari din hoteluri, clădiri comerciale etc., în care se urmăreşte în primul rînd diminuarea nivelului de zgomot.



Un tabel de circa 50 pagini, cuprinzînd principalele materiale fonoabsorbante, proprietăţile lor şi firmele producătoare, se găseşte în cuprinsul capitolului 6.

Izolarea fonică a pereţilor şi planşeelor la zgomot aerian şi de impact este tratată în capitolul 7. După o analiză succintă a factorilor care influenţează comportarea elementelor de construcţie într-un caz sau altul, circa 25 de pagini sînt rezervate prezentării indicilor de izolare pentru diferite structuri de pereţi şi planşee. La aceasta trebuie adăugat că în anexa III a lucrării sînt cuprinşi indicii de izolare pentru soluţiile curente de uşi şi ferestre. Se pune astfel la îndemîna proiectanţilor un material util şi complet.

Măsurile de protecţie împotriva zgomotului produs de maşini şi instalaţii sînt expuse în capitolul 8, în timp ce capitolul 9 conţine condiţiile de izolare acustică pe care trebuie să le îndeplinească elementele despărţitoare din clădiri, în funcţie de destinaţia încăperilor pe care le limitează. Acest capitol cuprinde şi numeroase detalii constructive, menite să ilustreze ideea după care pentru asigurarea unei protecţii eficiente împotriva zgomotului, de foarte mare importanţă sînt îmbinările între elementele de construcţii şi justa racordare la acestea a agregatelor şi conductelor din instalaţii (detalii constructive aplicate la o clădire experimentală, executată la Dallas-Texas sînt prezentate şi în anexa II).

În continuare se tratează problema izolării termice a clădirilor.

Capitolul 10 prezintă o clasificare a materialelor termoizolatoare, după proprietăţile lor fizice şi după modul de punere în operă. O listă a principalelor materiale folosite în construcţii este de asemenea cuprinsă în acest capitol. Detalii de aplicare a izolaţiei termice la acoperişuri, planşee de pod, pereţi exteriori etc., se găsesc în capitolul 11.

Bazele teoretice ale izolaţiei termice fac obiectul capitolului 12, în care după ce se introduc mărimile fizice caracteristice (coeficient de conductivitate, permeabilitate termică, schimb de căldură la suprafaţă, transmisie totală a căldurii, rezistenţă termică etc.) se expun pe scurt principiile de izolare, punîndu-se accentul pe factorii care influenţează conductivitatea materialelor de construcţie.

Capitolul 13 se intitulează „Coeficienţi de transmitere a căldurii''. Aici sînt cuprinse relaţiile pentru calculul coeficienţilor de transmisie totală a căldurii în cazul unor elemente de construcţie omogene, compuse sau cu strat de aer şi se dau tabele de coeficienţi caracteristici pentru diferite materiale şi structuri (circa 30 pagini).

Calculul pierderilor de căldură, pentru diferite tipuri de clădiri, ţinînd seamă de regimul de infiltraţii şi zone de temperatură, este dezvoltat în capitolul 14.

Pe baza datelor prezentate pînă aici, în capitolele 15—17 se studiază raportul optim ce trebuie să existe între izolaţia termică a unei clădiri şi consumul de combustibil (pentru fiecare caz în parte : cărbuni, păcură, gaze naturale etc.), pentru a se obţine soluţia de exploatare cea mai economică.

Următoarele două capitole tratează despre problema condensului în construcţii, iar în capitolul 20 se prezintă pe scurt condiţiile de confort pe care trebuie să le asigure o bună izolare termică a clădirilor în regim de vară sau iarnă.

Aşadar, este o carte despre măsurile de ordin tehnic necesare pentru asigurarea confortului acustic şi termic. Două idei se desprind cu pregnanţă din analiza bogatului material experimental :

— tendinţa de realizare a unor elemente despărţitoare, fonoizolatoare, cît mai uşoare (structuri duble cu strat de aer) ;

— asigurarea unui optim economic pe baza unei juste aprecieri a interdependenţei combustibil — izolaţie termică.

Două idei care recomandă suficient această lucrare.

Ing. S. P. Lazăr

DOCUMENTARE

DISPOZITIVE CU MOTOARE PENTRU ÎNCĂRCAREA RAŢIONALĂ A CANTITĂŢILOR MARI DE MATERIALE ÎNSĂCUITE

În industria materialelor de construcţii, încărcarea în vagoane şi stivuirea sacilor de ciment şi var reprezintă o problemă importantă, care influenţează în mod apreciabil productivitatea muncii întreprinderilor.

În ultimul timp au fost puse la punct instalaţii de încărcare şi stivuire cu o capacitate de circa 1 800 saci/h, care sînt deservite doar de doi oameni, unul la alimentare şi unul ca ajutor la stivuire.

Dispozitivul de încărcare este alcătuit, în principiu, dintr-o bandă telescopică şi o bandă de stivuire care are posibilitatea executării unei mişcări de rotaţie şi a unei mişcări de ridicare-coborîre.

Alimentarea dispozitivului de încărcare cu sacii de material se face prin intermediul unei benzi fixe sau al unui sistem de benzi fixe şi mobile, în funcţie de situaţia locală a secţiei de expediţie.

În execuţiile patentate obişnuite, banda telescopică cu limba de încărcare se montează pe un dispozitiv prismatic care permite mişcarea în plan vertical a capului de încărcare şi care la rîndul său este cuplat cu coroana dinţată sau pivotul care permite rotirea în plan orizontal.

Aceste mişcări pot fi executate separat sau concomitent, micşorînd astfel timpul de manevră a instalaţiei.

Toate mişcările elementelor instalaţiei sînt comandate de muncitorul care conduce capul de încărcare prevăzut cu butoanele electrice de comandă corespunzătoare.

Faptul că banda de stivuire poate lucra sub diferite unghiuri faţă de orizontală permite încărcarea mijloacelor de transport cu pereţi înalţi şi realizarea unor înălţimi mari de stivuire în depozitele se materiale însăcuite.

În figura 1 este prezentată o instalaţie de încărcare a sacilor alcătuită din mai multe elemente cu două benzi mobile şi pivotante cu căile de rulare la 90°.

Rampele de încărcare mai pretenţioase sînt dotate cu instalaţii, conform figurii 2, care permit concomitent încărcarea frontală şi laterală a sacilor în mijloacele de transport.

Instalaţiile de încărcare, în general, pot fi realizate în următorul mod : staţionare, mobile pe şine sau pe roţi cauciucate şi suspendate.

În figura 3 se arată modul de încărcare a unui vagon cu ajutorul unei instalaţii de tipul celor descrise mai sus. La început se încarcă extremităţile stînga-dreapta ale vagonului, apoi banda de încărcare se aduce în poziţia perpendiculară pe vagon, pentru a stivui sacii în cîmpul de mijloc al vagonului, după care se retrage spre uşa vagonului.

Capacitatea de încărcare a unei astfel de instalaţii poate atinge 1 900 saci/h, ceea ce înseamnă că pentru saci de 50 kg, un vagon de 20 t poate fi încărcat în circa 20 minute.

Pentru încărcarea camioanelor este suficientă o bandă de încărcare cu o lungime de 3 m sau o bandă telescopică de 2 100 mm, care în timpul încărcării se poate lungi la 3 400 mm. O astfel

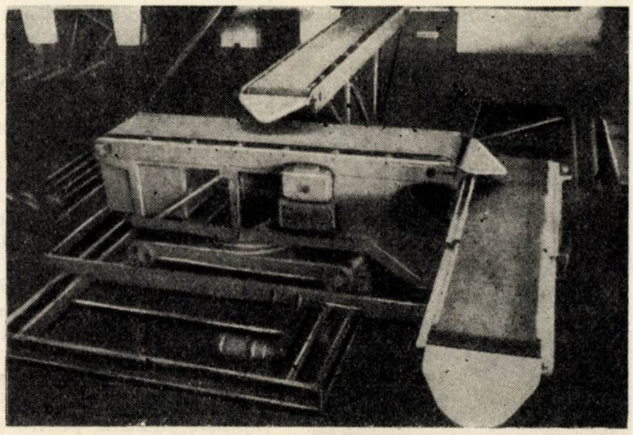


Fig. 1

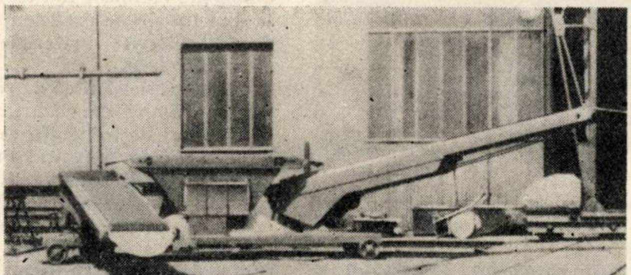


Fig. 2

Fig. 3

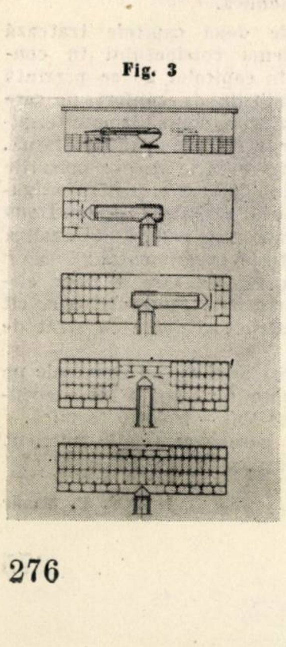


Fig. 4

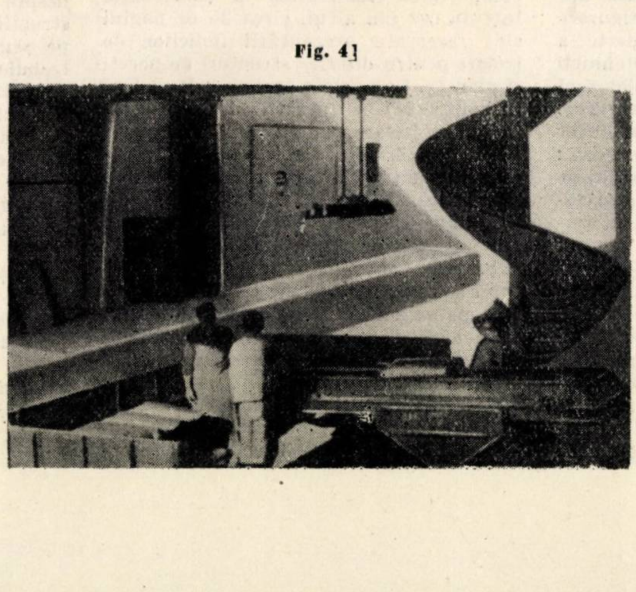
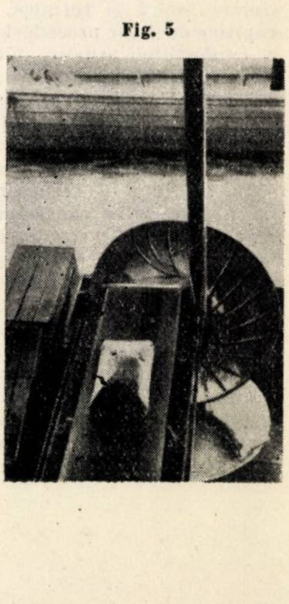


Fig. 5



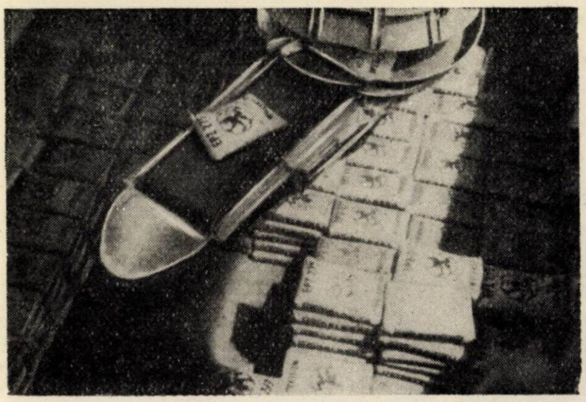


Fig. 6

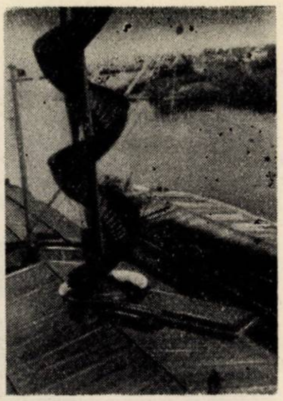


Fig. 7

de instalaţie, alimentată prin intermediul unei spirale de coborîre este arătată în figura 4.

Lăţimea benzii este de 650 mm, iar puterea necesară pentru acţionarea benzii de încărcare, acţionarea dispozitivului de ridicare-coborîre şi a sistemului telescopic al benzii este de 3 kW.

Toate acţionările enumerate mai sus se fac cu motoare individuale.

Încărcarea unui camion de 5 t durează maximum 5 minute.

Încărcarea materialelor însăcuite în vapoare se poate realiza cu ajutorul unei benzi transportoare prevăzute cu o spirală de coborîre conform figurii 5. La capătul spiralei de coborîre este suspendată o bandă telescopică pivotantă, care primeşte sacii cu material prin intermediul unei farfurii de alimentare, conform figurilor 6 şi 7.

Capacitatea de încărcare a unei astfel de instalaţii, deservită de o echipă de trei oameni, poate atinge 2 000 saci/h.

Instalaţiile de încărcare şi stivuire prezentate mai sus pot fi prevăzute cu dispozitive mecanice şi optico-electronice de numărare a sacilor.

Aceste dispozitive se pot prezenta sub forma unui tunel de circa 2 m, amplasat înaintea benzii de încărcare şi dotat cu o bandă a cărei viteză este dublă faţă de cea din amonte, în vederea distanţării sacilor. Sacii trec apoi prin dreptul unei celule fotoelectrice, rezultatul numărării fiind transcris cu ajutorul unui emiţător de impulsuri la biroul de expediţie şi la capătul de încărcare a benzii. Cifrele apar pe un ecran luminos.

Instalaţia poate fi prevăzută şi cu semnalizatoare acustice sau cu dispozitive de oprire automată, care acţionează în momentul în care a fost încărcat numărul de saci stabilit prin program.

(Zement-Kalk-Gips, aprilie 1966)

CEL MAI LUNG POD DE BETON DIN EUROPA

Cu secole de experienţă în domeniul construcţiilor, în special în construcţia de diguri şi baraje pentru realizarea marilor proiecte de recuperare a unor regiuni din mare, Olanda a cîştigat recent noi lauri, prin construcţia celui mai lung pod din Europa.

Acoperind o distanţă de circa 5 km, noul pod construit peste rîul Oosterschelde, în sud-vestul Olandei, are o formă cu totul neobişnuită (fig. 8).

Eliminarea grinzilor supraînălţate oferă conducătorilor de autovehicule un cîmp vizual clar, neobstruat, în toate direcţiile.

Podul realizează prima legătură permanentă între ţărmul olandez şi mai multe insule din Zeelanda şi Olanda de Sud, scurtînd distanţa în unele puncte cu circa 141 km. Preţul total al structurii a fost de 21,4 milioane $. Tablierul podului este constituit din grinzi tip cheson cu consolă lungă ; pereţii au forma de grinzi T din beton precomprimat, rezemate pe 54 pile. Fiecare grindă-consolă se întinde în ambele părţi ale pilei pe care reazemă şi acoperă jumătate din distanţele pînă la pilele vecine. Această soluţie a făcut posibilă construirea podului cu un număr relativ mic de elemente prefabricate preturnate în poligonul întreprinderii producătoare şi transportate cu vasele pe amplasament.

În afara celor două viaducte de acces şi a unei deschideri cu tablierul din două părţi basculante, care permite trecerea vapoarelor mari, podul cuprinde 48 deschideri de 95,10 m lungime şi două deschideri de 77,40 m lungime. Lăţimea totală a tablierului podului este de 10,80 m, din care circa 7,60 m sînt ocupaţi de o autostradă cu două căi pentru vehicule auto, iar 2,70 m sînt ocupaţi de o pistă separată pentru biciclete.

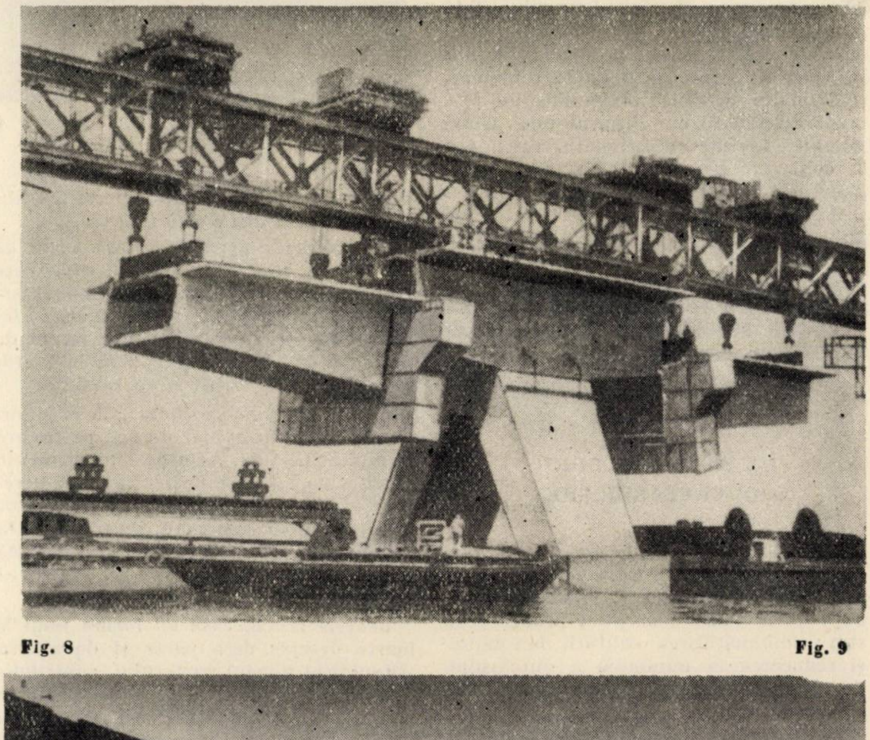
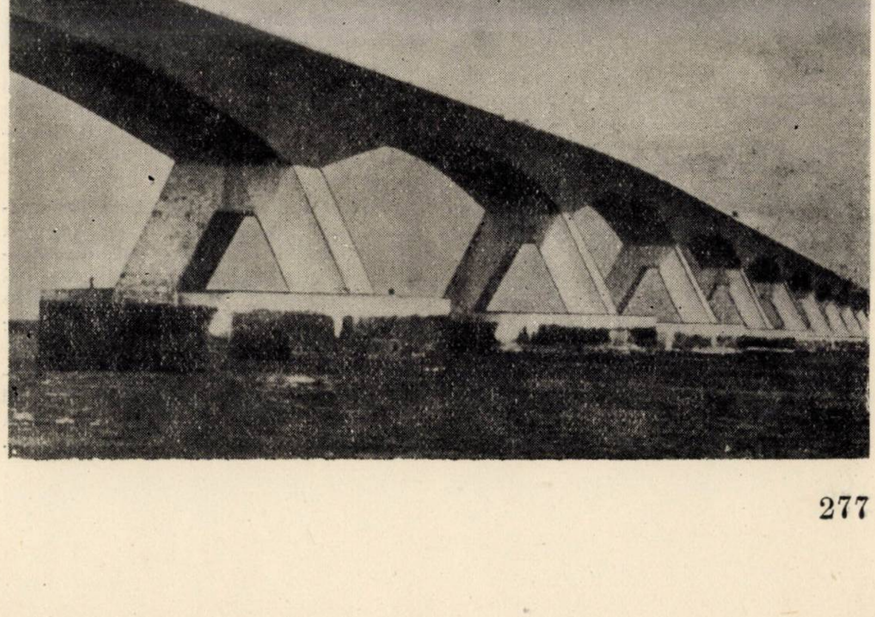


Fig. 8

Fig. 9



Fiecare pilă este fundată pe trei piloţi cilindrici cu gol anterior din beton armat, de 29—50 m lungime, în funcţie de adîncimea apei şi de natura albiei rîului.

Piloţii sînt compuşi din elemente de 6 m lungime, cu un diametru exterior de circa 4 m şi o grosime de perete de 34,8 cm şi 39,8 cm. Elementele sînt legate între ele prin cabluri de precomprimare, care se întind pe toată lungimea lor.

După ce fiecare grup de trei piloţi a fost scufundat, un cheson în formă de cutie de 2,25 m lungime, 5,70 m lăţime şi 4,20 m înălţime a fost coborît pe ele. În chesoane au fost lăsate trei goluri pentru înglobarea capetelor piloţilor.

Chesoanele şi capetele piloţilor au fost apoi umplute cu beton şi s-au posttensionat cablurile de precomprimare, ca să se realizeze o structură rigidă.

Elementele componente ale pilelor, în formă de V, de 9 m lungime şi 15 m lăţime, au fost asamblate cu cabluri de precomprimare (fig. 9).

Grinzile centrale, de 17 m lungime şi 5,45 m înălţime, au fost aduse pe amplasament cu ajutorul a două şlepuri, special echipate, care erau aşezate în poziţie corespunzătoare în timpul fluxului. Cînd nivelul apei scădea, şlepurile coborau şi grinzile erau aşezate pe reazemele lor şi erau asigurate prin cabluri întinse.

Celelalte elemente preturnate au fost apoi asamblate cu ajutorul unei grinzi metalice special confecţionate, care putea fi deplasată pe role pînă şi peste pile, după ce s-au aşezat grinzile centrale.

Această grindă a constituit calea de rulare pentru patru macarale mobile de 150 t, care au ridicat elementele de beton şi le-au aşezat de fiecare parte a părţilor centrale, simetric.

Îmbinările dintre elemente s-au executat apoi prin betonare.

(Modern Concrete, mai 1966)

UN NOU PROCEDEU DE PREFABRICARE

Un nou procedeu de prefabricare a fost experimentat în Germania de către arhitectul Walter Brune. Principiile care au stat la baza concepţiei procedeului sînt: îmbunătăţirea calităţii betonului şi reducerea la minimum a numărului de tipuri de elemente pentru structură şi neportante.

Sînt cunoscute sistemele de prefabricare a elementelor de beton care folosesc, pe de o parte, şocul repetat al tiparelor, pentru a asigura o compactare optimă şi, pe de altă parte, polizarea pieselor pentru a le da o finisare perfectă. Dintr-un anumit punct de vedere, aceste sisteme ating perfecţiunea, dar preţul de cost este foarte ridicat.

Or, în cazul de faţă, imperativul economic era foarte riguros, însă în acelaşi timp era tot atît de necesar să se obţină un beton foarte omogen pentru prefabricarea elementelor şi în special a celor de structură.

S-a adoptat deci un procedeu de turnare asemănător cu cel de care s-a vorbit mai sus, care constă în turnarea betonului în tipare metalice şi compactarea lui cu ajutorul şocurilor energice repetate pe ansamblul cofrajului. Astfel, aspectul suprafeţei pieselor permite utilizarea lor fără nici o altă finisare.

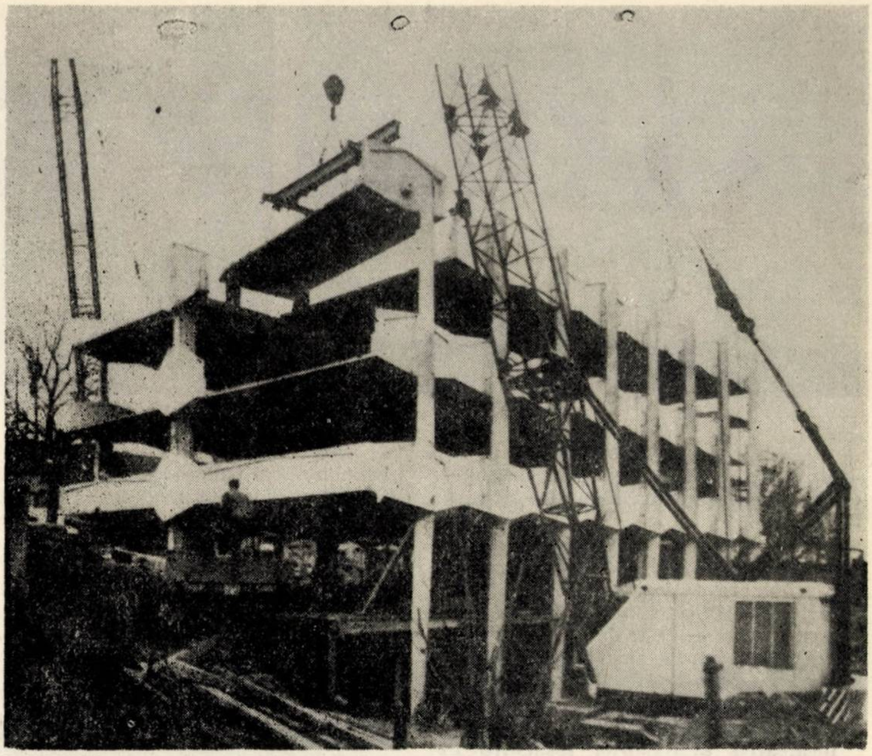


Fig. 10

Alt obiectiv urmărit a fost acela de limitare a tipurilor de elemente, care s-a redus, în acest caz, la numai şase, ce pot fi grupate în trei categorii: elemente de structură, elemente mixte de umplutură, dar care participă la lucrul structurii, şi elemente neportante.

Astfel sînt mai întîi stîlpii exteriori ai structurii, în număr de opt pe fiecare faţadă principală. Acestea sînt elemente cruciforme, cu secţiune pentagonală neregulată, cu o siluetă elegantă, a căror faţă interioară comportă, începînd de la primul etaj şi la fiecare nivel, o consolă scurtă destinată să susţină un element orizontal (fig. 11).

Braţele crucii, care au forma unui V foarte deschis de o parte şi de alta a stîlpului la nivelul parterului, contribuie prin racordare cu braţele altor elemente la contravîntuirea structurii exterioare.

În centrul construcţiei se găseşte un alt şir de cinci stîlpi prefabricaţi de asemenea într-o singură piesă, pentru toată înălţimea construcţiei (care are subsol, parter şi două etaje). Pe aceşti stîlpi sînt prevăzute console scurte pentru rezemarea tronsoanelor grinzii longitudinale (al treilea element al structurii) şi elementele de planşeu.

Acestea din urmă sînt elemente complexe, îndeplinind funcţia de planşeu şi participînd la contravîntuirea construcţiei în sens lateral şi longitudinal prin intermediul parapetului, care, la faţada principală, face parte din elementul de planşeu (fig. 12).

Parapeţii au forma exagonală alungită: înclinarea laturilor mari (aceeaşi cu a braţelor oblice ale stîlpilor de la faţade) este continuată pe suprafaţa dalei.

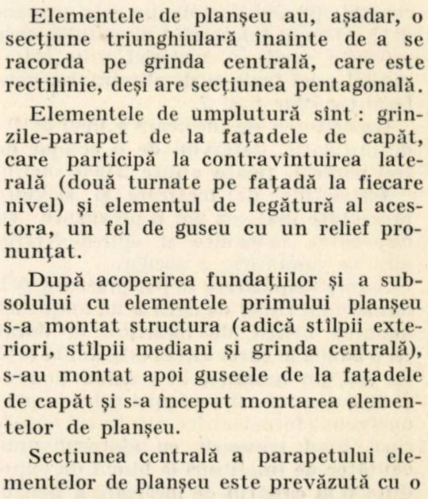
Elementele de planşeu au, aşadar, o secţiune triunghiulară înainte de a se racorda pe grinda centrală, care este rectilinie, deşi are secţiunea pentagonală.

Elementele de umplutură sînt: grinzile-parapet de la faţadele de capăt, care participă la contravîntuirea laterală (două turnate pe faţadă la fiecare nivel) şi elementul de legătură al acestora, un fel de guseu cu un relief pronunţat.

După acoperirea fundaţiilor şi a subsolului cu elementele primului planşeu s-a montat structura (adică stîlpii exteriori, stîlpii mediani şi grinda centrală), s-au montat apoi guseele de la faţadele de capăt şi s-a început montarea elementelor de planşeu.

Secţiunea centrală a parapetului elementelor de planşeu este prevăzută cu o consolă scurtă, care reazemă pe consola ieşindă din stîlpul exterior, în timp ce cu cealaltă extremitate elementul se sprijină pe grinda centrală (fig. 12).

Fig. 11



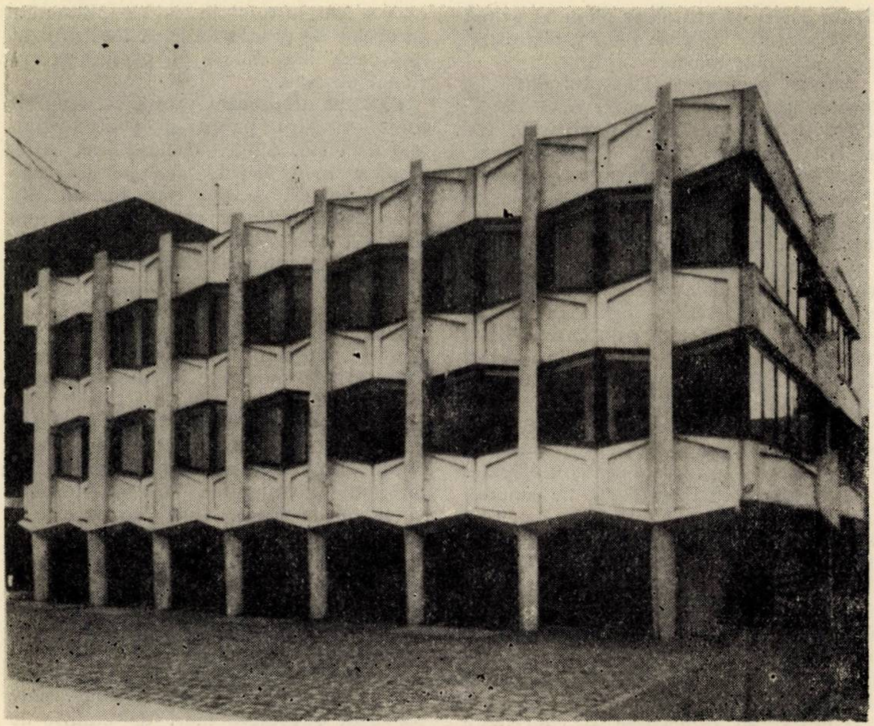


Fig. 12

O dată armăturile legate și rosturile umplute, planşeul devine monolit. În final sînt montate grinzile-parapet laterale și astfel structura este terminată. Închiderea construcţiei se face prin montarea ferestrelor în golul creat între elementele de parapet.

Pe una din faţadele laterale, închiderea s-a făcut cu uşi-fereastră montate în spatele grinzilor-parapet, care au căpătat astfel şi rolul de parapet de balcon.

(Bâtir nr. 154, februarie 1967)

PAVAJ REALIZAT DIN PANOURI DE BETON

Departamentul autostrăzilor din South Dakota experimentează, în colaborare cu Departamentul drumurilor publice, realizarea unor pavaje din panouri de beton precomprimat avînd la faţa superioară circa 4 cm beton asfaltic.

Fiecare panou are o lăţime de circa 1,80 m, o lungime de circa 7,30 m şi o grosime de circa 11,5 cm, fiind precomprimat la un efort unitar de circa 25 kg/cm^2. Panourile se aşază pe o fundaţie formată dintr-un strat granular compactat de circa 20 cm grosime şi circa 4 cm de nisip afînat, patru panouri formînd o secţiune experimentală de circa 7,30 m lăţime şi circa 29 m lungime.

Legarea panourilor între ele se realizează prin piese metalice şi printr-o articulaţie injectată.

Încărcările vor fi atît cele curente de pe acest drum cît şi vehicule grele de transport ce vor fi utilizate la execuţia unor construcţii situate în apropiere.

Experimentarea urmăreşte să stabilească capacitatea portantă şi caracteristicile deformative ale sistemului constructiv adoptat.

(Engineering News Record
17 noiembrie 1966)

PRĂBUŞIREA UNOR PODURI ÎN ITALIA ŞI BELGIA

În luna noiembrie 1966, două poduri s-au prăbuşit în Italia şi Belgia, la un interval de mai puţin de o oră.

În Italia, podul Solferino, din centrul oraşului Pisa, a cedat după ce timp de opt zile a suferit atacul apelor revărsate ale rîului Arno. După afirmaţiile directorului Institutului de construcţii din Pisa, cu o săptămînă înaintea accidentului au fost observate fisuri în faţada de marmură a structurii de beton cu trei deschideri. Ca urmare, imediat a fost interzisă circulaţia pe pod.

În timp ce se făcea o ultimă încercare de a salva podul, prin îndepărtarea faţadei grele de marmură, fundaţia pilei din partea nordică a cedat, producînd deplasarea deschiderii centrale. O oră mai tîrziu, deschiderea nordică s-a prăbuşit, antrenînd cu ea linii de utilitate publică care deserveau o mare zonă a oraşului. În momentul catastrofei, pe pod nu se afla nici un muncitor.

Podul peste Arno fusese executat în anul 1927 pentru a înlocui un pod vechi de 72 de ani distrus de armata germană. Faţada de marmură a fost adăugată în 1960.

În Belgia, au murit două persoane cînd s-a prăbuşit deschiderea centrală a unui pod de beton de cca 110 m lungime peste canalul de sud-est din Antwerp.

Partea centrală de circa 50 m deschidere a căzut de la o înălţime de cca 9 m în canal, fără nici o avertizare, antrenînd cu ea deschiderile marginale de cîte 30 m deschidere.

Podul, cu o vechime de 8 ani, avea patru căi de circulaţie şi era unul dintr-o serie de structuri similare de pe autostrada Regele Baudouin, Antwerp-Aachen. Analiza cauzelor dezastrului formează obiectul unei anchete.

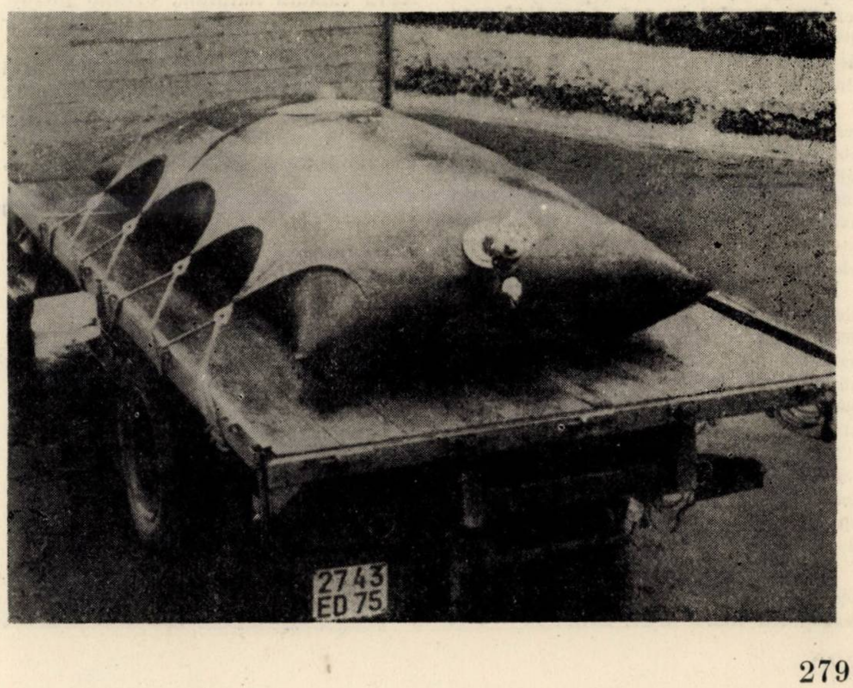
(Engineering News Record,
17 noiembrie 1966)

REZERVOARE ŞI CONTEINERE ELASTICE

Rezervoarele elastice pentru lichide, materiale pulverulente şi granulate, încă necunoscute acum cîţiva ani, se bucură de o utilizare din ce în ce mai largă în industrie, pentru transportul şi stocarea acestor materiale (fig. 13).

Realizarea acestor tipuri de rezervoare şi conteinere a fost posibilă datorită progreselor considerabile obţinute în ultimii 20 de ani în domeniul fibrelor sintetice şi a elastomerilor, avînd în vedere că materialele de bază pentru confecţio-

Fig. 13. Rezervor elastic pentru transportul lichidelor



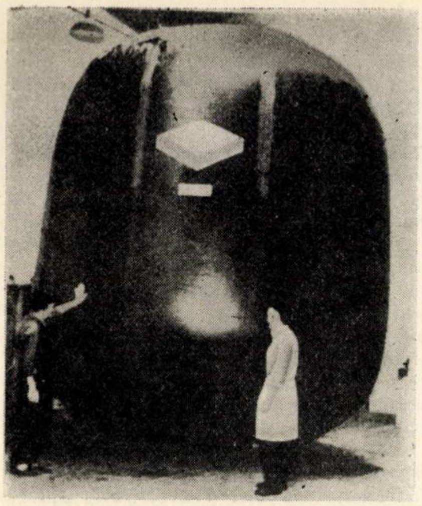


Fig. 14. Conteiner pentru materiale pulverulente

narea lor sînt țesăturile sintetice rezistente, impregnate cu materiale plastice. În felul acesta se obține un material suplu, etanș, rezistent la solicitări exterioare, abraziune, intemperii.

În funcție de tipul materialului utilizat se pot realiza conteinere pentru produsele cele mai diverse și pretențioase cum ar fi acizi, baze, săruri, care necesitau cisterne din oțel inoxidabil pentru transport și stocare (fig. 14).

Rezistența mecanică a acestor rezervoare este foarte ridicată; pentru țesături din fibre de nylon sau din tergal poate atinge 240 kg/cm. De altfel, rezistența este calculată pentru presiuni mult mai ridicate decît presiunea normală de lucru.

Etanșeitatea rezervoarelor și conteinerelor este perfectă, avînd în vedere că îmbinările se realizează prin vulcanizare și nu prin lipire; ca atare depozitarea acestor rezervoare se poate face în aer liber și nu necesită construcții speciale în acest scop.

În ceea ce privește rezistența la foc, aceasta rezultă din următoarea experiență: O flacără de 1 000°C a „lins" timp de 40 minute suprafața unui rezervor umplut cu apă, degradînd ușor învelișul exterior. După această experiență, rezervorul era încă în perfectă stare de funcționare.

În industria materialelor de construcții rezervoarele și conteinerele elastice se pot utiliza pentru transportul și depozitarea materialelor pulverulente. În această situație ele prezintă deosebitul avantaj că la golire, prin deformația progresivă a conteinerului, se evită complet formarea de boltă.

În acest sens, în tehnologiile moderne ale sălilor de amestec din industria geamurilor, există propuneri de echipare a lor cu conteinere elastice pentru alimentarea balanțelor, evitîndu-se în acest mod formarea bolților la toate materiile prime și în special la sodă.

În lucrările de organizare a șantierelor, rezervoarele și conteinerele elastice rezolvă în întregime problema stocării apei și cimentului și, dacă este necesar, și transportul acestora.

În ipoteza mutării sau deplasării acestor șantiere, conteinerele elastice se transportă foarte ușor, avînd în vedere că un astfel de conteiner pliat nu ocupă în volum mai mult de 1—5% din capacitatea sa nominală.

Aceste rezervoare sînt totodată și foarte ușoare. Astfel, rezervoare de 8; 25 și 40 m^3 cîntăresc respectiv 60, 160 și 240 kg.

Prețul acestor rezervoare este competitiv față de rezervoarele metalice clasice și mult inferior față de rezervoarele din oțel inoxidabil.

La transportul produselor în rezervoare și conteinere elastice se pot realiza economii importante, avînd în vedere că odată golite, aceste conteinere se pot plia, mijlocul de transport fiind astfel disponibil pentru o altă încărcătură la drumul de întoarcere.

Rezervoarele și conteinerele elastice se construiesc în tipuri foarte variate, ca urmare a adaptării la utilizări diverse.

Tipurile standardizate au, în general, o capacitate de pînă la 20 000 l pentru transport și pînă la 100 000 l pentru depozitare, formele cele mai uzitate fiind cele eliptice sau paralelipipedice.

Rezervoarele și conteinerele elastice sînt prevăzute cu guri de alimentare și evacuare a materialului; cele de capacitate mai mare pot fi dotate și cu uși de vizitare.

Tipurile de rezervoare și conteinere prezentate mai sus au o răspîndire din ce în ce mai mare în industrie, avînd în vedere domeniile de utilizare foarte variate pe care le au.

(Uzines d'aujourd'hui nr. 84/1967.
Paris, Franța)

ȘCOALĂ ÎNCĂLZITĂ PRIN RADIAȚIA SOLARĂ

În localitatea Wallasey din Anglia a fost construită recent o școală care se distinge prin aceea că nu are nici un fel de sistem curent de încălzire, utilizînd în acest scop numai căldura produsă de becurile pentru iluminat, de către persoanele pe care le adăpostește, precum și de radiația solară. Straturile termoizolante speciale și un „zid solar" de sticlă care cuprinde toată fațada sudică conservă căldura naturală, evitînd pierderile care se produc într-o clădire obișnuită.

Un raport publicat în anul 1966 arată că în cei patru ani care au trecut de la inaugurarea școlii s-a realizat în permanență o ambianță termică plăcută. Sistemul clasic de încălzire cu păcură, care a fost instalat în mod suplimentar ca mijloc de precauție, nu a fost utilizat niciodată, nici măcar pe vreme excepțional de rece.

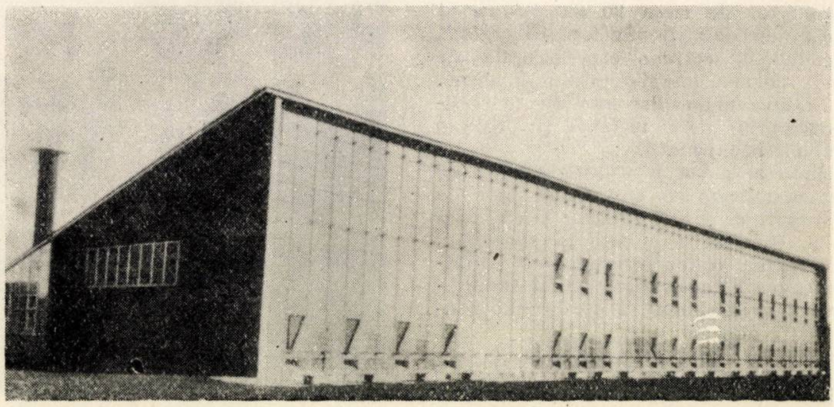
Clădirea are două niveluri, cu acoperiș într-o singură pantă și poate primi 300 de elevi. Sălile de clasă sînt astfel dispuse încît fiecare are pe o parte „zidul solar". Acesta este format din doi pereți distincți așezați la 61 cm distanță între ei. Fiecare perete este format din panouri de sticlă de 61 × 107 cm, fixate în rame metalice. Spațiul de 61 cm între cei doi pereți este destinat personalului de întreținere și are drept scop să împiedice formarea de curenți puternici de convecție în interiorul spațiului închis. Panourile de sticlă pentru absorbția căldurii sînt astfel proiectate încît evită incidența directă a razelor solare asupra ocupanților, permițînd totodată pătrunderea energiei termice în sălile de clasă. Una din fețe este lucioasă în timp ce cealaltă este vopsită cu negru, astfel că volumul de radiații primit depinde de fața care este orientată spre exterior. În majoritatea claselor, panourile absorbante constituie circa 33% din suprafața „zidului solar". Panourile se întorc primăvara și toamna.

Pe circa 12% din „zidul solar" s-au prevăzut suprafețe mari de zidărie de piatră care înlocuiesc parțial peretele interior de sticlă. Aceste suprafețe de zidărie de piatră sînt vopsite în negru, însă pot fi acoperite cu panouri de lemn vopsite în alb. În timpul iernii zidăria de piatră înmagazinează căldura, iar în timpul verii se acoperă cu panourile de lemn vopsite în alb pentru a reflecta căldura.

În timpul iernii, circa 50% din căldura necesară provine de la becurile pentru iluminatul electric, 25% de la înșiși ocupanții școlii, iar restul de 25% de la „zidul solar". Un întrerupător cu mecanism de ceasornic aprinde lumina în primele ore ale dimineții pentru a încălzi sălile de clasă înainte de sosirea elevilor. Becurile se lasă aprinse 15 ore pe zi, în timp ce sălile de clasă sînt utilizate numai 6 ore pe zi. În timpul verii, cînd nu se utilizează lumina electrică, panourile absorbante din aluminiu se orientează cu fața lucioasă spre exterior, panourile negre de zidărie de piatră se acoperă cu panouri albe și se pun în funcțiune și două ventilatoare pentru extragerea celei mai mari părți a căldurii pătrunse în clădire.

(„Cupula", nr. 208/febr. 1967)

Fig. 15



ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

1967 AUG 26.

1967 6

R

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REFERAT

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

E 1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR
1883

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ŞI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

6

1967

VOLUMUL 21, Nr. 6

IUNIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

D. STOICOVICI :

Folosirea suprafeţelor subţiri cu dublă curbură la proiectarea unei expoziţii pentru produse din lemn 281

LUDWIG WEISZ :
Structuri de rezistenţă din cabluri de oţel . . . 294

E. BEIU, T. HOSSU :

Consideraţii privind transportul materialelor pentru lucrările de zidărie, betoane simple şi armate şi montarea elementelor prefabricate la planşee 297

C. BRÎNZEU :

Eficienţa economică a transporturilor auto la carierele M.I.C. 299

STUDII ŞI CERCETĂRI

V. NICOLAU, C. IONESCU, T. CULIŢĂ, E. GEORGESCU

Cercetări privind comportarea la solicitări repetate a unor îmbinări sudate ale armăturilor din oţel-beton OL 38 şi PC 52 305

MARIA ENCULESCU, E. MARTON :

Cimenturi albe şi colorate şi folosirea lor în construcţii 321

CRONICĂ

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii“ şi „Arhitectura“

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în cont avans conform aprobării D.R.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

SOMMAIRE

D. STOICOVICI : Emploi des surfaces minces à double courbure dans l'étude de conception d'une exposition pour produits ligneux

L'article décrit un pavillon d'exposition, conçu et réalisé en sept paraboloïdes hyperboliques adjacents, à bordures droites.

Les calculs impliqués comprennent l'évaluation des charges, les équations d'équilibre, l'obtention des solutions des efforts, la détermination des fonctions d'intégration à partir des conditions limites et marginales, ainsi que les diagrammes de variation correspondants.

Sont également détaillées les hypothèses de calcul pour les poutres, piles et infrastrueture et l'on présente les résultats obtenus à la suite des essais faits sur un modèle réduit à l'échelle 1 : 10.

L. WEISS : Structure de résistance en câbles d'acier.

L'auteur présente un nombre de structures de résistance en câbles d'acier réalisées en Tchécosloaquie, dont une partie étaient réalisées par l'auteur même à Bratislava.

Les principes constitutifs des constructions en question et leurs avantages économiques sont mis en lumière par les comparaisons faites entre plusieurs constructions semblables, réalisées à cette occasion.

E. BEIU et T. HOSSU : Considérations sur le transport des matériaux dans les travaux de maçonnerie, bétons simples et armés et sur le montage des préfabriqués aux planchers.

Les auteurs présentent les résultats d'une étude entreprise sur plusieurs chantiers, qui a permis de comparer les différentes opérations comprises dans l'ensemble des transports, en employant comme unité de comparaison la main-d'œuvre dépensée, exprimée en homme-heures.

L'analyse a porté sur les activités de transport comprises dans les travaux de maçonnerie, bétons, armatures et montage des bandes de plancher en préfabriqués.

C. BRÎNZEU : Efficacité économique des transports routiers aux carrières du Ministère de l'Industrie des Constructions (M.I.C.).

La première partie de l'article décrit les opérations nécessaires pour calculer l'efficacité économique des transports par route effectués pour les matériaux de carrière.

La deuxième partie présente les calculs effectués pour déterminer l'efficacité economique du transport par route du calcaire à la fabrique de Tîrgul Jiu, pour six types de poids lourds à benne basculante.

V. NICOLAU, C. IONESCU, T. CULIȚĂ, E. GEORGESCO : Recherches sur le comportement des joints soudés des armatures en acier pour béton, soumises à des sollicitations à caractère répétitif.

Le comportement à la fatigue des joints soudés constitue un problème particulièrement important pour la sécurité en exploitation des constructions en béton armé.

Les recherches entreprises en vue d'établir le comportement des barres en acier pour béton OL 38 et PC 52 jointes par soudure bou-à-bout, par fonte intermédiaire et au moyen d'éclisses soudées à l'arc électrique, lorsqu'elles sont soumises à des charges cycliques, ont permis d'établir quelques données extrêmement importantes, présentées par les auteurs.

On donne en même temps quelques conseils à l'intention des dessinateurs d'études.

MARIA ENCULESCU et E. MARTON : Ciments blancs et coloriés et leur emploi dans les constructions et dans l'industrie des préfabriqués.

Le vaste domaine d'emploi des ciments blancs et coloriés dans les constructions et dans l'industrie des préfabriqués a stimulé un nombre de projets de recherches entreprises en vue d'obtenir — à partir de matières premières indigènes — des ciments blancs à caractéristiques supérieures.

Les auteurs présentent les résultats des recherches poursuivies en laboratoire et dont le but était d'identifier des réserves de matière première correspondant aux conditions de fabrication requises pour le ciment blanc.

On présente ensuite les analyses effectuées sur plusieurs recettes de bétons et mortiers en ciment blanc.

SUMMARY

D. STOICOVICI : The use of double curved thin surgfaces in the design of a wood product exhibition.

The author describes an exhibition hall designed and built up from seven adjacent hyperbolical paraboloids with straight edges.

The section destined to calculations includes an evaluation of loadings, the equilibrium equations, the ways of obtaining the stress solutions, the determination of integrating functions from the limit and marginal conditions and also the corresponding diagrams for the change involved.

Various alternatives for calculating the beams, piers and the substructure are also detailed and the most significant results obtained subsequent to tests carried out on a 1 :10 scale model are given.

The author presents some ways that lead to a reduction of the metal consumption in metallic structures the basic principles of which are to be born in mind by a designer. He then shows some causes that affect in a negative manner metal spare in general

L. WEISS : Steel cable strength structures.

The author presents a number of strength structures in steel cables built in Czechoslovakia, among cohich some were realized by the author himself.

The constructive principles and the advantages offered by such structures are described in the light of the experience gained with the manufacture of several similar structures.

E. BEIU and T. HOSSU : Some considerations on materials transport for masonry works, simple and reinforced concret works, and on the assembling of prefabricated members to floors.

The authors present the results obtained subsequent to a study carried out on several building yards; these results allowed a comparision to be drawn between the various activities included in the transport job taken as a whole. the basis of reference being the man-power spendt in terms of man-hours.

Transport activities for concrete, masonry, and reinforcement work and also for the assembling of prefabricated floor strips were analysed.

C. BRINZEU : Economic efficiency of automotive transports at the Building Department quarries.

The first part of the paper describes the necessary steps to be taken for calculating the economic efficiency of automotive transports in the case of quarry materials.

The second one presents the calculations carried out with a view to assess the economic efficiency of limestone automotive transports at the Tg. Jiu Factory, for six different types of tipping lorries.

V. NICOLAU, C. IONESCU, T. CULIȚĂ, E. GEORGESCU : Investigations on the behaviour at iterative loadings of some welded joints made in steel for reinforced concrete.

The fatigue behaviour of welded Joints is a problem of a particular importance for the reliability of structures in reinfoced concrete.

Tests carried out to determine the behaviour to cyclic loadings of bars in grade OL 38 and PC 52 steel for reinforced concrete, assembled through butt-welding, intermediate meltind or electric arc welded fish-plates, have led to some particulary important data which are presented by the authors in the paper

A number of recommendations are given for designers.

MARIA ENCULESCU and E. MARTON : White and coloured cements and their use in building and in the prefabricated elements industry.

The wide use made of white and coloured cements in building works and in the prefabricated items industry is responsible for a number of research projects carried out in Romania with the aim to obtain – out of indigenous raw materials – white cements with higher performances.

The authors present the results obtained subsequent to laboratory work carried out with a view to identify some reserves of raw materials with properties that correspond to the requirements imposed by the manufacture of white cements.

They also present the analyses carried out on several receipts of concretes and mortars based on white cement.

INHALT

D. STOICOVICI – Doppelt gekrümmte Schalen für die Überdachung einer Ausstellung von Holzwaren

Im Artikel wird beschrieben die Gestaltung einer Ausstellungshalle dessen Dachkonstruktion aus sieben beigefügten hyperbolischen Paraboloiden mit geradeliniegen Rändern besteht.

Die durchgeführten statischen Berechnungen schliessen ein: Bestimmung der Lasten, Niederschrift der Gleichgewichtsgleichungen, Ableitung der Spannungsfunktionen, Bestimmung der Integrationsfunktionen auf Grund der Grenz- und Randbedingungen, Zeichnen der darstellenden Kurven.

Es werden ebenfalls eingehend besprochen die Berechnungsannahmen für Träger, Säulen und Unterbau und angegeben die Hauptergebnisse die erlangt wurden durch Versuche auf einem Modell 1 : 10.

L. WEISS – Tragbauten aus Stahlseilen

Der Verfasser führt vor einige aus Stahlseilen hergestellte Tragkonstruktionen aus der Tschechoslowakei unter denen auch einige die vom Verfasser selbst in Bratislava gebaut wurden.

Die Gestaltungsgrundlagen und die wirtschaftlichen Vorteile werden erörtert auf Grund der auf diesem Gebiet erlangten Erfahrung im Bau.

E. BEIU und T. HOSSU – Betrachtungen betreffend den Transport von Baustoffen bei der Errichtung von Mauerwerken, von Beton – und Stahlbetonbauten und bei der Montage von Deckenfertigteilen

Im Artikel werden vorgeführt die Ergebnisse einer auf mehreren Baustellen durchgeführten Untersuchung; letztere ermöglichte einen Vergleich zwischen verschiedenen Transportvorgängen; als Vergleichsbasis diente der Arbeitsaufwand in Arbeitsstunden ausgesprochen.

Es wurden untersucht diejenigen Transportvorgänge die auftreten bei Mauerwerk – und Betonarbeiten, bei Bewehrungsarbeiten und bei der Montage von Deckenfertigteilen

C. BRÎNZEU – Über die Wirtschaftlichkeit der Kraftwagenbeförderung bei den Gruben des Ministeriums für Bauindustrie

Im ersten Teil des Artikels werden beschrieben die notwendigen Vorgänge bei der Bestimmung der wirtschaftlichen Wirksamkeit der Kraftwagenbeförderung im Falle von Steinbruchmaterialien.

Im zweiten Teil werden vorgeführt die Rechnungen die durchgeführt wurden zwecks der Bestimmung der wirtschaftlichen Wirksamkeit der Kraftwagenbeförderung im Falle der Kalksteinspeisung der Tg. Jiu Fabrik, nämlich unter Annahme von 6 verschiedenen Kipplastkraftwagentypen.

V. NICOLAU, C. ILIESCU, T. CULIȚĂ, E. GEORGESCU – Untersuchungen betreffend das Verhalten von geschweissten Rundstahlverbindungen unter dem Angriff von wiederholten Belastungen

Das Dauerverhalten von geschweissten Verbindungen ist von besonderer Wichtigkeit für die Betriebssicherheit von Stahlbetonbauten.

Es wurden durchgeführt Versuche zwecks der Bestimmung des Dauerverhaltens von Rundstahlstäben aus OL 38 und PC 52 Stahl unter dem Angriff von zyklischen Belastungen; es wurden untersucht Stossverbindungen hergestellt entweder durch zwischenstufige Abschmelzschweissung oder durch Lichtbogenlaschenschweissung. Die durchgeführten Versuche ermöglichten einige besonders wichtige Angaben festzusetzen die im Rahmen dieses Artikels vorgeführt werden.

Im Abschluss werden ebenfalls Anleitungen angegeben für die Entwurfsingenieure.

M. ENCULESCU und E. MARTON – Weisse und farbige Zementsorten und deren Anwendung im Bauwessen und in der Fertigteilindustrie

Der besonders weite Anwendungsbereich von weissen und farbigen Zementsorten im Bauwesen und in der Fertigteilindustrie bewirkte eine Reihe von Forschungen darauf abgestimmt auf Grund von inländischen Rohstoffen hochwertige weisse Zementsorten herzustellen.

Die Verfasser führen vor die Ergebnisse von Laborforschungen die durchgeführt wurden um auf diesem Grund den Rohstoffvorrat zu bestimmen der den Herstellungsbedingungen von Weisszement entspricht.

Im Abschluss werden vorgeführt die Analysen einiger Beton-und Mörtelmischungen hergestellt unter Anwendung von weissem Zement.

СОДЕРЖАНИЕ

Д. СТОЙКОВИЧ: Применение тонких оболочек двойной кривизны при проектированнии выстовки деревянных из делий

Статья охватывает описание павилиона для выставки возведенного при использовании семи рядом расположеных гиперболических пораболаидов с прямыми краями.

Расчетная часть содержит определение нагрузкок, уравнения равновесия, решения усилий, определение уровнений интегрирования исходя от предельных и краевых условий и соответствующие эпюры изменений. Приведены также подробные гипотезы расчета балок, колон, всего нижнего строения и важнейшие результаты испытация модели изготовленной в масштабе 1: 10.

Л. ВЕЙС: Конструктивные несущие схемы из стальных тросов.

Автор представляет ряд достижений полученных в Чехословакии при помощи несущих частей из стальных тросов. Часть этих работ осуществлена автором в Братиславе.

Принципы осуществления таких построек и экономические преимущества описаны автором в свету опыта накопленного при возведении нескольких построек такого вида.

Е. БЕЮ и Т. ХОССУ: Соображения относительно транспотировки материалов при кладочных работах, при укладке бетона арнированного и неармированного и при монтаже сборных перекрытий.

В статье представлены результаты исследования проведенного на нескольких строительных площадках которое позволило сопоставить различные операции из общего транспортирования использоав для этого затрату труда выраженную в чел-часах.

Проанализированы транспортные работы соответствующие укладке бетона, кирпичной кладке, арматурным работам и монтажу сборных перекрытий.

К. БРЭНЗЕУ: Экономическая эффективность автомобильного транспорта в карьерах Министерства Строительной Прымышленности.

В первой части статьи описаны действия необходимые для расчета экономической эффективности автомобильного транспорта карьерных материалов.

Во второи части приведены расчеты выполненные в целях определения экономической эффективности автомобильной перевозки известняка для завода Тыргу-Жиу использовав для этого 6 видов автосамосвалов.

В. НИКОЛАУ, К. ИОНЕСКУ, Т. КУЛИЦЭ, Е. ДЖЕОРДЖЕСКУ: Исследование поведения сварных стыков арматурной стали при повторных нгрузках.

Поведение сварных стыков при усталости является весьма важной проблемой безопасности железобетонных конструкции.

Испытания произведенные в целях определения поведения при циклических нагрузках сварных стыков арматурнахы стерженеи ОЛ-38 и PC-52 сварка которых выполнена промежуточным плавлением при помощи накладок и вольтовои дуги позволили определить некоторые очень важные данные которые описывает автор в данной статье и дает ряд рекомендаций для проектировщиков.

МАРИЯ ЭНКУЛЕСКУ, Е. МАРТОН: Белые и цветные цементы и их употребление в строительстве и промышленности сборных изделий.

Широкая область использования белых и цеветных цементов в стронтельстве и промышленности сборных изделий привели к необходимости проведения ряда иссоедований в целях изготовления— на основе сырья имеющегося у нас в стране — белых качественных цементов.

Авторы приводят лабораторные исследования проведеные в целях нахождения резервов сырья которое соответствовало бы узготовлению белого цемента, а за тем представляют анализ нескольких составов ботона и штукатурных раствров на белом цементе.

ORSZÁGOS MŰSZAKI DOKUMENTÁCIÓS KÖNYVTÁR 1965

Folosirea suprafeţelor subţiri cu dublă curbură la proiectarea unei expoziţii pentru produse din lemn

Ing. D. Stoicovici
I.S.P.F.

1. GENERALITĂŢI

Amplasată în Bucureşti, în imediata vecinătate a Combinatului pentru industrializarea lemnului de la Pipera, clădirea expoziţiei Ministerului Economiei Forestiere are ca scop pregătirea şi prezentarea exponatelor pentru tîrgurile şi expoziţiile internaţionale. Ea cuprinde două corpuri distincte (fig. 1):

—corpul rezervat primirii vizitatorilor din ţară sau străinătate, cu o suprafaţă construită de cca 400 m², care este prevăzut şi cu spaţii rezervate depozitării şi recondiţionării modelelor care urmează a fi expuse;

—hala de expoziţie propriu-zisă, avînd o suprafaţă utilă de expunere de cca 1 400 m² şi o suprafaţă construită de cca 1 900 m² (fig. 2 şi 3).

Din punctul de vedere al sistemului constructiv adoptat, primul corp nu prezintă interes deosebit, el fiind realizat dintr-o structură pe cadre de beton armat monolit, complet separat de hală.

Structura adoptată pentru hala de expoziţie prezintă un caracter de noutate şi constituie de fapt obiectul articolului de faţă.

Pentru a permite o mare flexibilitate în amplasarea exponatelor, s-a considerat ca indicată realizarea construcţiei fără stîlpi intermediari şi cu un număr cît mai redus de stîlpi perimetrali. Ţinînd seamă de acest deziderat, acoperişul construcţiei s-a proiectat din suprafeţe subţiri cu dublă curbură din beton armat monolit.

Pentru a putea scoate în valoare caracterul reprezentativ al construcţiei, din gama largă de tipuri de suprafeţe subţiri s-a ales paraboloidul hiperbolic, care prezintă următoarele avantaje:

— Faţă de suprafeţele subţiri cu simplă curbură, o rigiditate incomparabil superioară şi implicit o siguranţă sporită în ceea ce priveşte stabilitatea şi posibilitatea adaptării la încărcări disimetrice.

— Faţă de celelalte suprafeţe cu dublă curbură, prezintă avantajul unei simplităţi remarcabile de execuţie a cofrajului, cunoscut fiind faptul că paraboloidul hiperbolic poate fi generat şi prin deplasarea unor generatoare rectilinii. În plus, posibilităţile variate de combinare a paraboloizilor hiperbolici permit realizarea unor construcţii cu efecte plastice deosebit de interesante (fig. 4).

2. DESCRIEREA SISTEMULUI CONSTRUCTIV

a) Acoperişul

Acoperişul este realizat din alăturarea a şapte paraboloizi hiperbolici echilaterali cu margini drepte, avînd fiecare, în proiecţie pe plan orizontal, forma unui pătrat cu latura de 16,25 m (fig. 5). Combinarea acestor şapte paraboloizi hiperbolici dă construcţiei un caracter original şi scoate în acelaşi timp în valoare formele plastice moderne care se pot realiza cu aceste tipuri de suprafeţe subţiri (fig. 6). Înălţimea de la pardoseală a intradosului acoperişului variază între 3,00 m şi 9,00 m.

Grosimea paraboloizilor hiperbolici este de 7 cm cu îngroşări în zona marginilor, pe 1,00 m lăţime, de la 7 cm la 12 cm.

Izolarea termică a acoperişului este realizată dintr-un strat de polistiren expandat de 2,4 cm grosime, iar cea hidrofugă din două straturi de pînză asfaltată.

b) Grinzile marginale

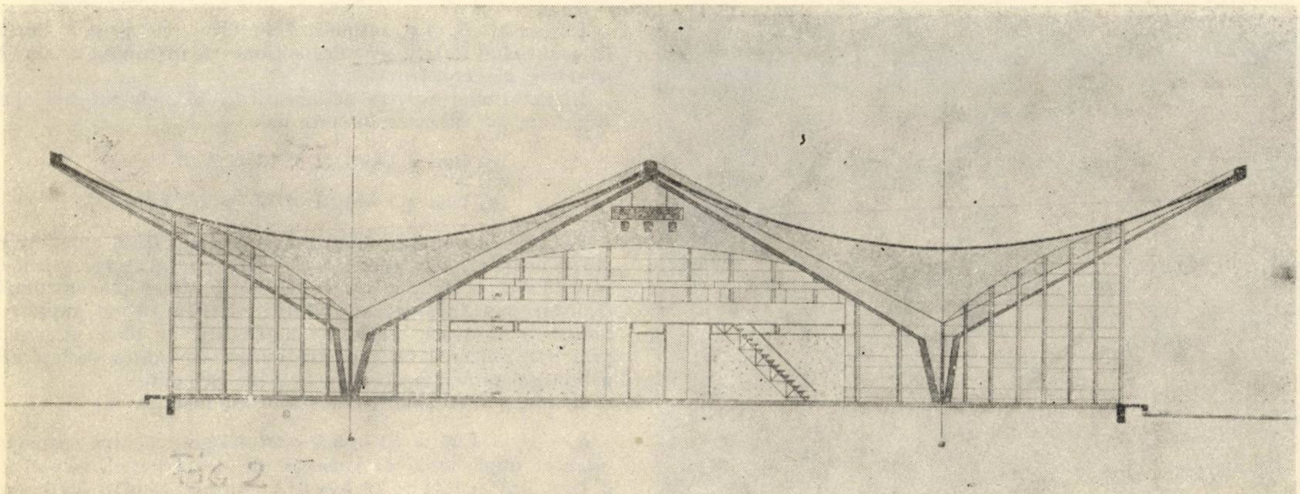
Rezemarea paraboloizilor hiperbolici pe contur este asigurată de grinzi care alcătuiesc un ansamblu de cadre spaţiale (fig. 7). Acestea sînt dezvoltate, pentru motive de stabilitate, pe înălţime, paraboloizii intersectînd grinzile aproximativ la mijlocul înălţimii lor. Dimensiunile grinzilor sînt de 35×55—110 cm (cele de pe conturul exterior, fig. 8), respectiv de 40×70—120 cm (cele de pe conturul interior, fig. 9).

c) Stîlpii

Întreaga structură reazemă pe şase pile de secţiuni variabile din beton armat, dispuse la 23 m pe fiecare direcţie: patru pile marginale (fig. 10) şi două pile centrale (fig. 11).

Forma acestora permite scurgerea directă pe ele a apelor de ploaie de pe acoperiş la cămine racordate la canalizare.

Fig. 2. Secţiune transversală 1 – 1



Proiectul a fost întocmit de Institutul de studii şi proiectări forestiere. Autori: ing. D. Stoicovici şi arh. Nic. Vasilescu. Colaboratori: ing. M. Avătafului, ing. R. Răsnovanu, ing. A. Wisner şi ing. N. Jilescu. Expertizarea proiectului: ing. R. Agent şi dr. ing. M. Soare. Lucrarea a fost executată de Trustul 1 construcţii din cadrul M.I.C. Şef şantier ing. T. Iliescu, şef lot ing. C. Grigoriu.

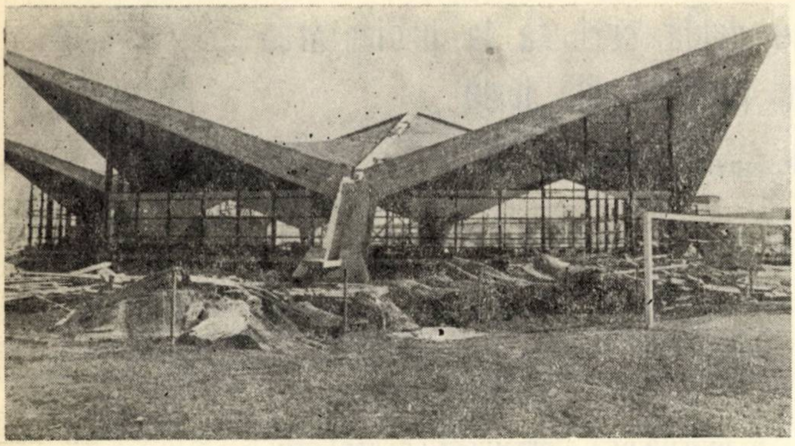


Fig. 3. Fațada

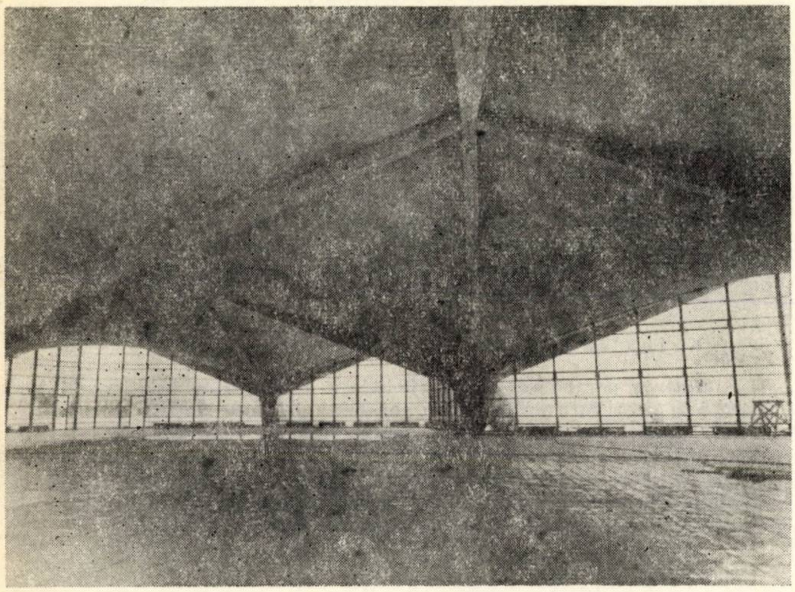
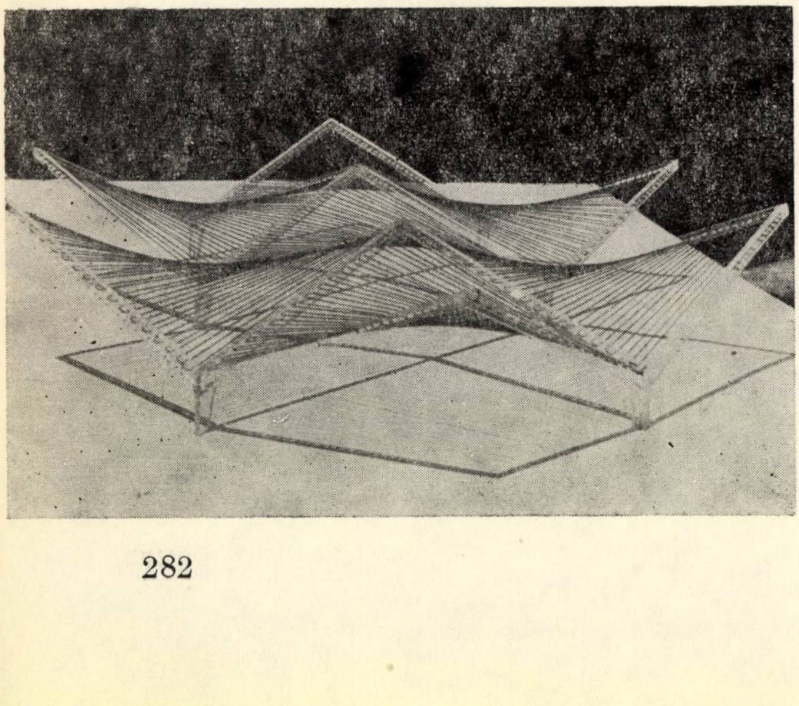


Fig. 4. Vedere din interior

Fig. 5. Macheta acoperișului



d) Infrastructura

Este realizată din șase fundații alcătuite din blocuri din beton simplu și cuzineți din beton armat care transmit eforturile structurii terenului de fundații (fig. 12). Fundarea se face la adîncimi cuprinse între 2,00—3,75 m de la nivelul terenului natural, în stratul de argilă prăfoasă, plastic consistentă, cu presiuni admisibile de 2,00—3,00 kg /cm².

Pentru preluarea împingerilor care apar la nivelul fundațiilor s-au prevăzut sub pardoseală patru tiranți precomprimați dispuși în cruce și care leagă cele șase fundații între ele ; de asemenea s-a prevăzut și o bară comprimată între stîlpii centrali, care preia eforturile neechilibrate (cca 260), ce apar în acești stîlpi la nivelul fundațiilor.

Precomprimarea tiranților, în care apar eforturi de cca 250 t, se realizează cu cîte șase fascicule de armături postîntinse alcătuite din cîte 12 Ø 7 sîrmă SBP I.

e) Înălțimea liberă a construcției este de 3 m pînă la 9 m și permite crearea, la un nivel intermediar, a unui spațiu suplimentar de expunere de cca 600 m².

Întreaga construcție rămîne nefinisată, structura fiind realizată din beton aparent. Marca betonului din suprastructură este B 250, iar cea din cuzineți și tiranți B 400 ; s-a folosit oțel OL 38 și PC 52.

Pe perimetru, hala este închisă pe întreaga înălțime cu ferestre din tablă presată și geam termopan.

Transmiterea eforturilor din vînt pe conturul construcției este asigurată de un schelet metalic prevăzut la partea superioară cu dispozitive speciale care permit deformarea liberă a acoperișului.

Pardoseala este realizată cu plăci din mozaic de marmură.

3. INDICAȚII PRIVIND CALCULUL STRUCTURII DE REZISTENȚĂ

A. Calculul eforturilor în paraboloizii hiperbolici

Calculul acesta s-a făcut în teoria de membrană pentru încărcări verticale uniform distribuite în planul bolții (încărcări permanente) și în plan orizontal (zăpada și încărcarea utilă) — și pentru încărcări seismice.

Mărimea acestor încărcări este :

— Încărcări verticale

încărcări permanente $\bar{q}_z =$ 340 kg/m² normate, respectiv
420 kg/m² de calcul.

încărcări temporare
(zăpadă și utilă) $q_z =$ 130 kg/m² normate, respectiv
180 kg/m² de calcul.

— Încărcări orizontale (seismice)

$\bar{q}_x = \bar{q}_y = 18$ kg/m² (corespunzătoare încărcării uniform distribuite în planul suprafeței)

$q_x = q_y = 5{,}5$ kg/m² (corespunzătoare încărcării uniform distribuite în planul orizontal).

Încărcările $\bar{q}_x$ și q_x acționează simultan cu $\bar{q}_y$ și q_y numai în cazul cînd forțele seismice acționează în lungul axelor de simetrie ale construcției.

În cazul cînd acestea acționează la 45°, ele nu mai apar simultan, iar valoarea lor este de :

$$\bar{q}_x \text{ (sau } \bar{q}_y) = 1{,}41 \times 18 = 25{,}5 \text{ kg/m}^2$$

$$q_x \text{ (sau } q_y) = 1{,}41 \times 5{,}5 = 7{,}8 \text{ kg/m}^2.$$

În calcul, pentru simplificare (erorile fiind sub 5% în cazul analizat) s-a apreciat că întreaga încărcare seismică rezultă dintr-o încărcare uniform distribuită în plan orizontal, transformînd încărcarea uniform distribuită pe suprafața bolții în încărcare uniform distribuită în plan orizontal, prin multiplicarea cu raportul dintre suprafața desfășurată a bolții și proiecția acesteia pe plan orizontal.

În consecință, valorile de calcul au fost de :

$q_x = q_y = 1{,}05 \times 18 + 5{,}5 = 24{,}4$ kg/m² pentru cutremur orientat după axele de simetrie ale construcției, respectiv : q_x (sau q_y) $= 1{,}41 \times 24{,}4 = 34{,}5$ kg/m² pentru cutremur orientat la 45°.

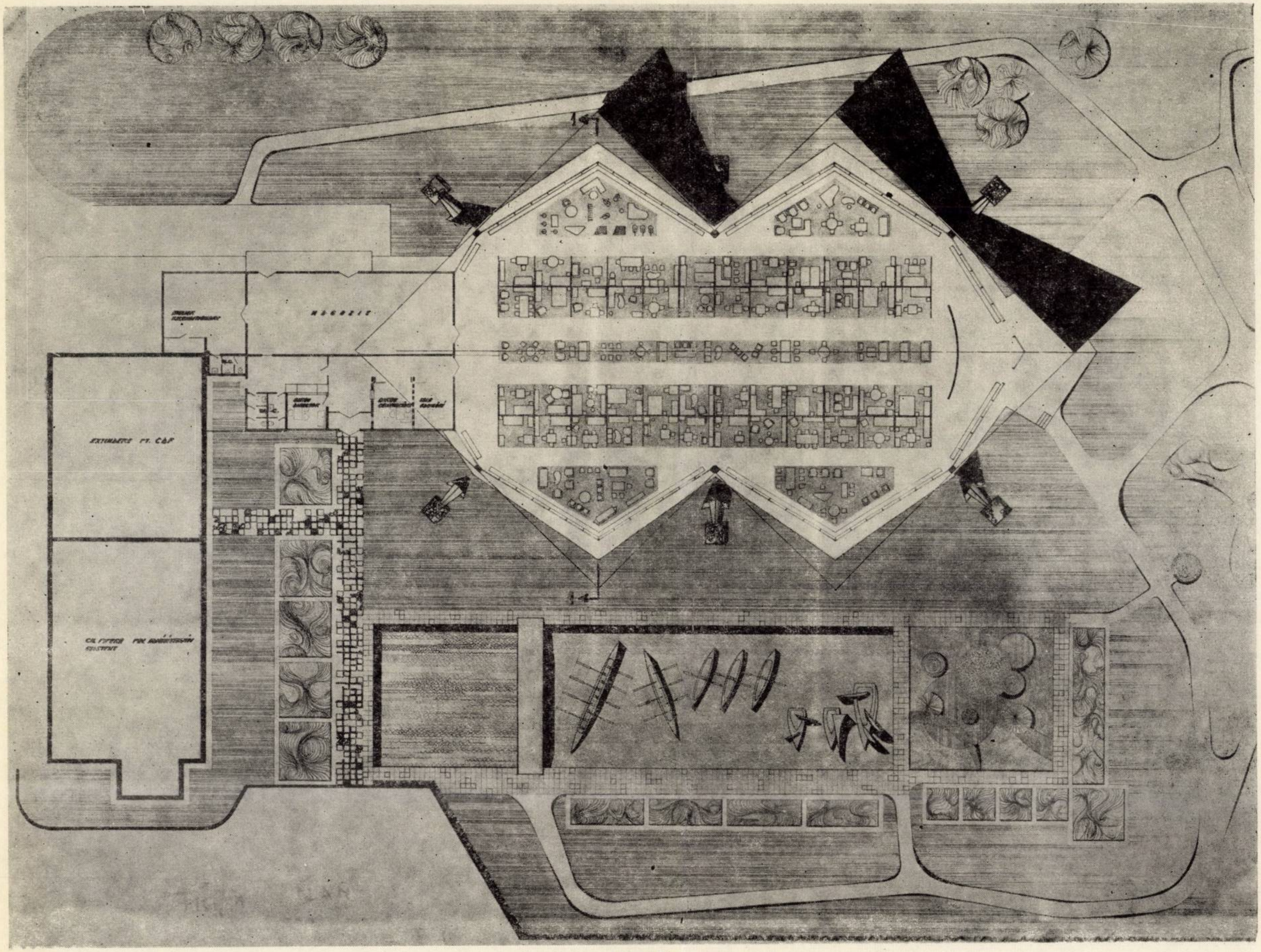

MAGAZIN
W.C.
EXTINDERE PT. C.A.P

Fig. 1. Plan

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1983

Alegînd axele de coordonate în mijlocul paraboloidului hiperbolic și considerînd că axele OY și OX sînt cuprinse într-un plan orizontal și fac între ele unghiul w (fig. 13) ecuația paraboloidului hiperbolic este :

$$z = kxy \tag{1}$$

unde

$$k = \frac{\overline{AA'}}{\overline{OB} \times \overline{OC}} \tag{2}$$

este strîmbarea suprafeței ; în cazul de față :

$$\overline{AA'} = f = 3{,}00 \text{ m} \text{ și } \overline{OB} = \overline{OC} = a = 8{,}132 \text{ m}$$

$$\text{și } k = \frac{3{,}00}{8{,}132 \times 8{,}132} = 0{,}04537.$$

Determinarea eforturilor tangențiale și normale s-a făcut pornind de la ecuațiile diferențiale cunoscute ale suprafețelor curbe oarecare :

$$\left\{\begin{aligned} &\frac{\partial n_x}{\partial_x} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial y} + A = 0 \\ &\frac{\partial n_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} + B = 0 \\ &n_z \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + n_y \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} + 2\, t_{xy} \frac{\partial^2 z}{\partial x\, \partial y} + C = A \frac{\partial z}{\partial x} + B \frac{\partial z}{\partial y} \end{aligned}\right. \tag{3}$$

unde n_x, n_y și t_{xy} sînt proiecțiile eforturilor reale, N_x, N_y și T, pe planul XOY ; între acestea există relațiile :

$$N_x = n_x \frac{\cos\psi}{\cos\varphi} ; \quad N_y = n_y \frac{\cos\varphi}{\cos\psi} ; \quad T = t_{xy}, \tag{4}$$

A, B și C sînt variabile care depind de încărcări și au următoarele valori :

$$A = q_x \sin\omega ; \quad B = q_y \sin\omega ; \quad C = q_z \sin\omega \tag{5}$$

în cazul cînd q_x, q_y și q_z sînt proiecțiile încărcărilor exterioare după axele OX, OY și OZ, care acționează pe unitatea de suprafață a planului de referință XOY.

$$A = \bar{q}_z m ; \quad B = \bar{q}_y m ; \quad C = q_z m \tag{6}$$

în cazul cînd $\bar{q}_x$, $\bar{q}_y$ și $\bar{q}_z$ sînt proiecțiile încărcărilor exterioare după axele OX, OY și OZ, care acționează pe unitatea de suprafață a bolții, iar

$$m = \sqrt{\sin^2\omega + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2 - z \frac{\partial z}{\partial x} \frac{\partial z}{\partial y} \cos\omega} \tag{7}$$

Derivînd ecuația paraboloidului și adoptînd notațiile lui Monge, rezultă că :

$$p = \frac{\partial z}{\partial x} = \operatorname{tg}\varphi = ky ; \quad q = \frac{\partial z}{\partial y} = \operatorname{tg}\psi = kx ; \quad r = \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = 0$$

$$t = \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = 0 ; \; s = \frac{\partial^2 z}{\partial x\, \partial y} = k.$$

Înlocuind aceste valori în (3) și (7) rezultă :

$$\left\{\begin{aligned} &\frac{\partial n_x}{\partial x} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial y} + A = 0 \\ &\frac{\partial n_y}{\partial y} + \frac{\partial t_{xy}}{\partial x} + B = 0 \\ &2\, k t_{xy} + C = k\,(Ay + Bx) \end{aligned}\right. \tag{3'}$$

și

$$m = \sqrt{\sin^2\omega + k^2\,(x^2 + y^2 - 2\,xy \cos\omega)} \tag{7'}$$

A, B și C avînd valorile din (5) sau (6).

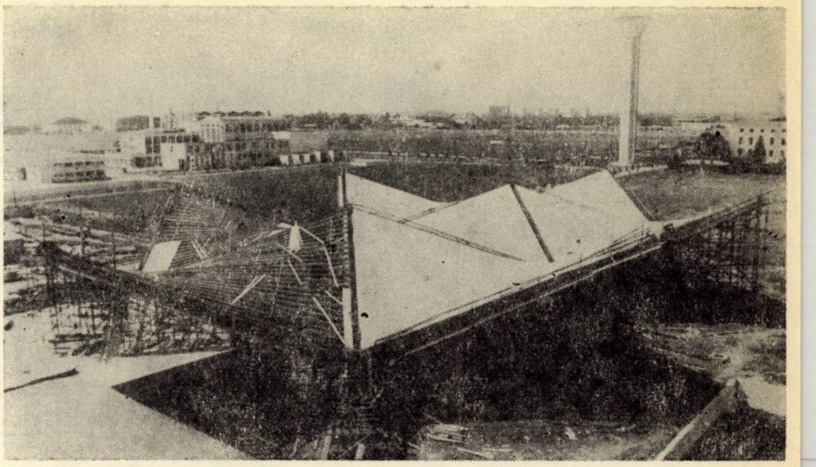


Fig. 6. Vedere de ansamblu în timpul executării cofrajului

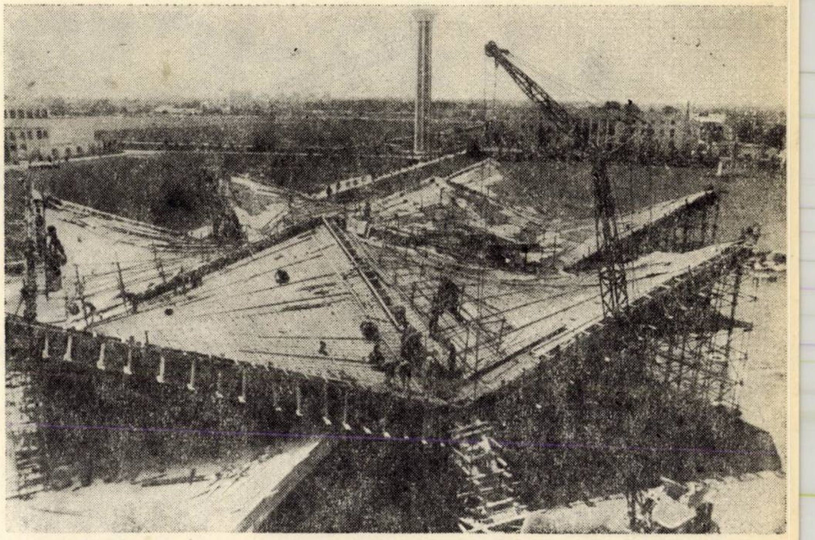


Fig. 7. Vedere de ansamblu în timpul turnării betonului

Particularizînd ecuația generală de mai sus la diferitele tipuri de încărcări, derivînd pe t_{xy} în raport cu x, respectiv cu y (din ecuația ultimă), înlocuind apoi $\frac{\partial t_{xy}}{\partial x}$ și $\frac{\partial t_{xy}}{\partial y}$ în primele două ecuații și în fine prin integrare se obțin următoarele valori ale eforturilor :

— *Pentru încărcări $\bar{q}_z$ uniform distribuite pe suprafața bolții*, respectiv pentru încărcarea permanentă ($\bar{q}_x = \bar{q}_y = 0$)

$$\left\{\begin{aligned} t_{xy} &= -\frac{\bar{q}_z m}{2k} \\ n_x &= -\frac{1}{2k}\bar{q}_z m \cos\omega + \frac{1}{2}\sin^2\omega\; \bar{q}_z y \ln\, (kx - \\ &\qquad - ky \cos\omega + m) + f_1(y) \\ n_y &= -\frac{1}{2k}\bar{q}_z m \cos\omega + \frac{1}{2}\sin^2\omega\; \bar{q}_z x \ln\, (ky - \\ &\qquad - kx \cos\omega + m) + f_2(x). \end{aligned}\right. \tag{8}$$

— *Pentru încărcări q_z uniform distribuite în plan orizontal*, respectiv pentru încărcarea temporară ($q_x = q_y = 0$),

$$\left\{\begin{aligned} t_{xy} &= -\frac{q_z \sin\omega}{2\,k} \\ n_x &= f_3(y) \\ n_y &= f_4(x). \end{aligned}\right. \tag{9}$$

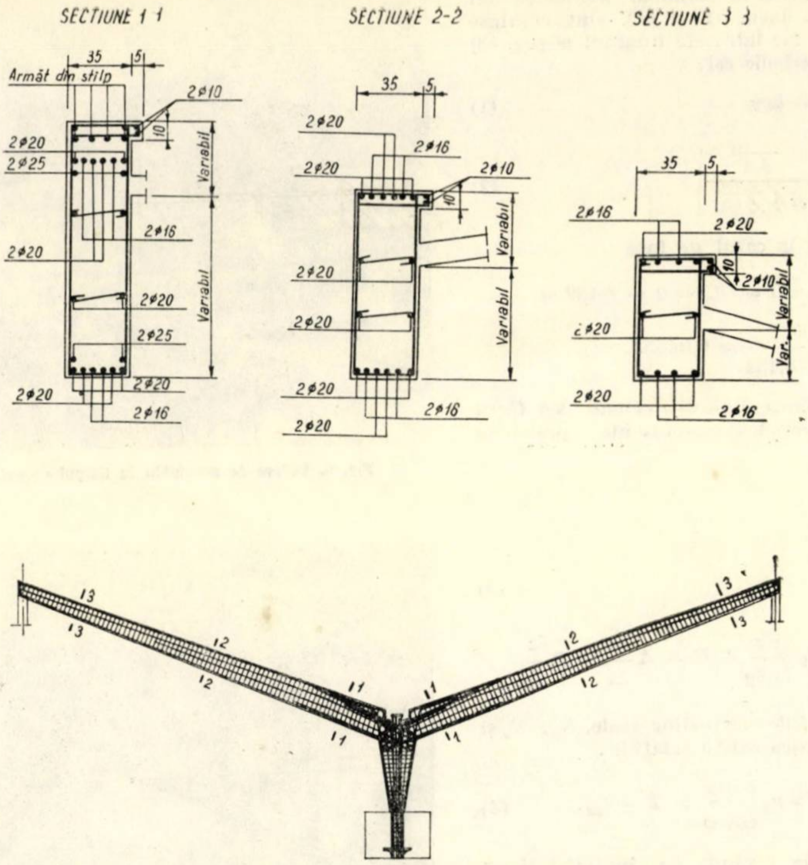
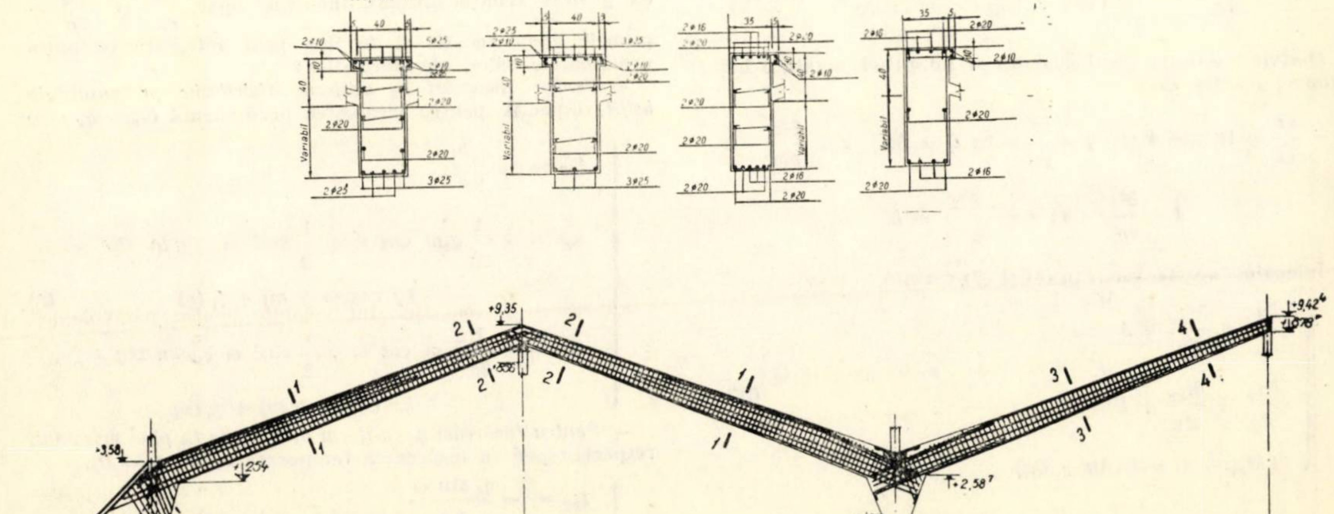

SECȚIUNE 1-1
SECȚIUNE 2-2
SECȚIUNE 3-3
35
5
Armăt din stîlp
2⌀10
2⌀20
2⌀25
2⌀16
2⌀20
2⌀20
2⌀25
2⌀20
2⌀20
2⌀16
Variabil
10
2⌀20
2⌀16
2⌀20
2⌀10
2⌀20
2⌀20
2⌀20
2⌀16
2⌀20
2⌀16
2⌀20
2⌀10
2⌀20
2⌀20
2⌀16
Var.
13
12
11

Fig. 8. Armarea cadrelor marginale

Fig. 9. Armarea cadrelor centrale


SECȚIUNE 1-1
SECȚIUNE 2-2
SECȚIUNE 3-3
SECȚIUNE 4-4
40
35
5
Variabil
2⌀10
2⌀20
3⌀25
2⌀25
2⌀16
+9,35
+3,58
+2,54
±0,00
-0,80
+2,58⁷
+9,42⁶
16,26³⁵
16,26³⁵
16,26³⁵
1
2
3
4

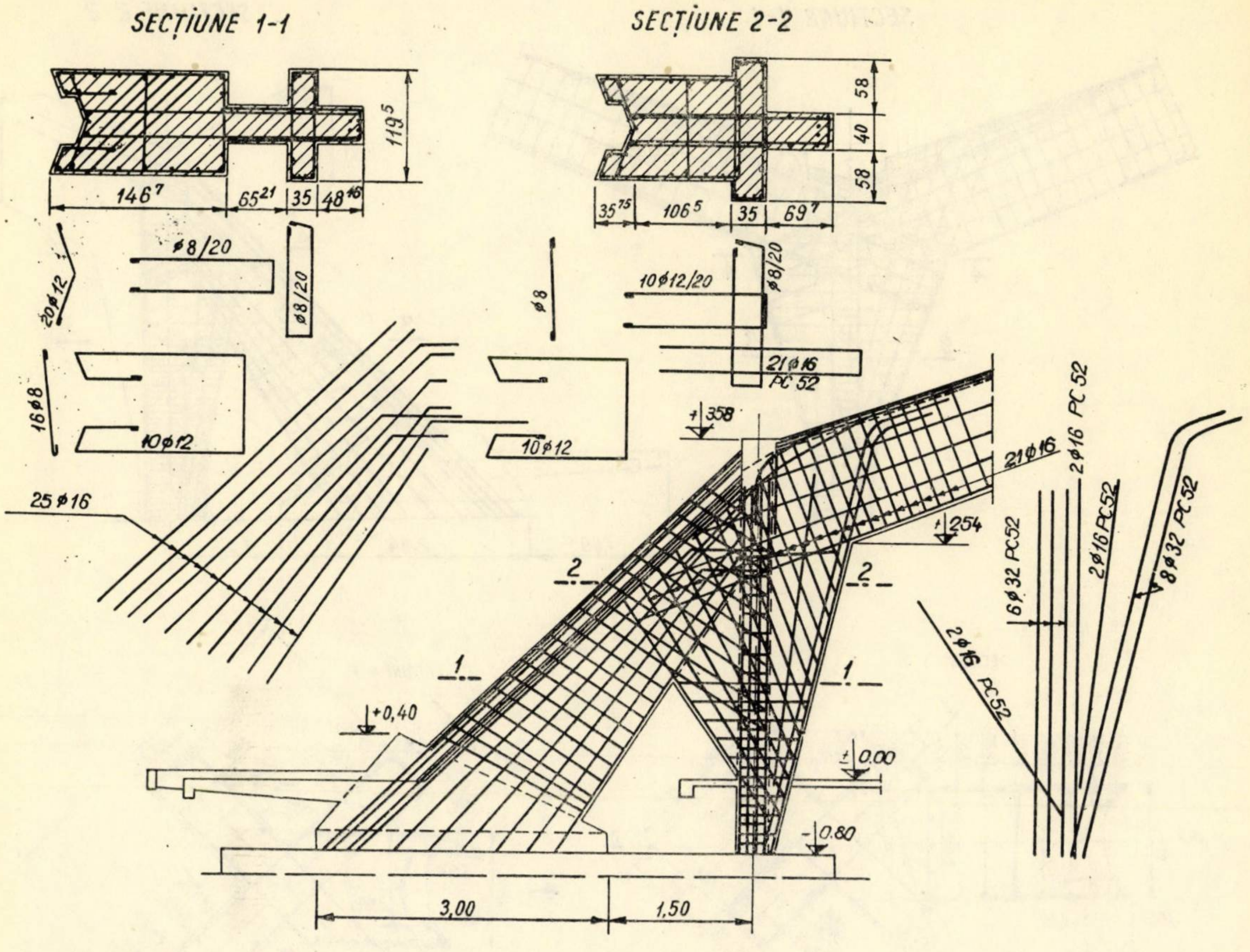

SECȚIUNE 1-1
SECȚIUNE 2-2
119⁵
146⁷
65²¹
35
48⁴⁶
58
40
58
35⁷⁵
106⁵
35
69⁷
ø8/20
20ø12
ø8/20
ø8
10ø12/20
ø8/20
21ø16
PC 52
16ø8
10ø12
10ø12
25ø16
358
21ø16
2ø16 PC 52
254
6ø32 PC52
2ø16 PC52
8ø32 PC52
2ø16 PC52
2
2
1
1
+0,40
±0.00
-0.80
3,00
1,50

Fig. 10. Armarea stilpului marginal

— *Pentru încărcări orizontale (seismice)* $\bar{q}_x$ *și* $\bar{q}_y$ acționînd pe unitatea de suprafață a bolții ($\bar{q}_z = 0$),

$$\begin{cases} t_{xy} = \frac{m}{2}(\bar{q}_x y + \bar{q}_y x) \\ n_x = \frac{\bar{q}_x m}{4}(5y\cos\omega - \quad - \frac{\bar{q}_y m}{4}(2y - 3y\cos^2\omega - \\ \quad - x\cos\omega) - \left[\frac{\bar{q}_x \sin^2\omega}{4k}(5k^2y^2 + 3) + \right. \\ \quad \left. + \frac{\bar{q}_y \sin^2\omega\cos\omega}{4k}(3k^2y^2 + 1)\right] ln\,(kx - \\ \quad - ky\cos\omega + m) + f_5(y). \qquad (10) \\ n_y = \frac{\bar{q}_y m}{4}(5x\cos\omega - 3y) - \frac{\bar{q}_x m}{4}(2x - 3x\cos^2\omega - \\ \quad - y\cos\omega)\left[-\frac{\bar{q}_y \sin^2\omega}{4k}(5k^2x^2 + 3) + \right. \\ \quad \left. + \frac{\bar{q}_x \sin^2\omega\cos\omega}{4k}(3k^2x^3 + 1)\right] ln\,(ky - \\ \quad - kx\cos\omega + m) + f_6(x). \end{cases}$$

— *Pentru încărcări orizontale (seismice)* q_x *și* q_y acționînd pe unitatea de suprafață în plan orizontal ($q_z = 0$)

$$\begin{cases} t_{xy} = (q_x y + q_y x)\frac{\sin\omega}{2} \\ n_x = -\frac{3}{2}q_x x\sin\omega + f_7(y) \\ n_y = -\frac{3}{2}q_y y\sin\omega + f_8(x). \end{cases} \qquad (11)$$

Expresiile de mai sus sînt valabile pentru paraboloidul hiperbolic cu margini drepte care se proiectează în planul de referință după un romb. Pentru cazul analizat, proiecția paraboloidului pe planul de referință este un pătrat și în consecință $\omega = 90°$.

Determinarea constantelor de integrare $f_1(y) - f_8(x)$ se determină în funcție de condițiile marginale.

Din punctul de vedere al modului de rezemare pe grinzile de contur se disting două tipuri de suprafețe (fig. 14):

— tipul A, avînd două margini complete și două margini libere, și

— tipul B, avînd patru margini complete.

Alegînd axele de coordonate așa cum se arată în figură și notînd cu „a" jumătate din proiecția în planul de referință

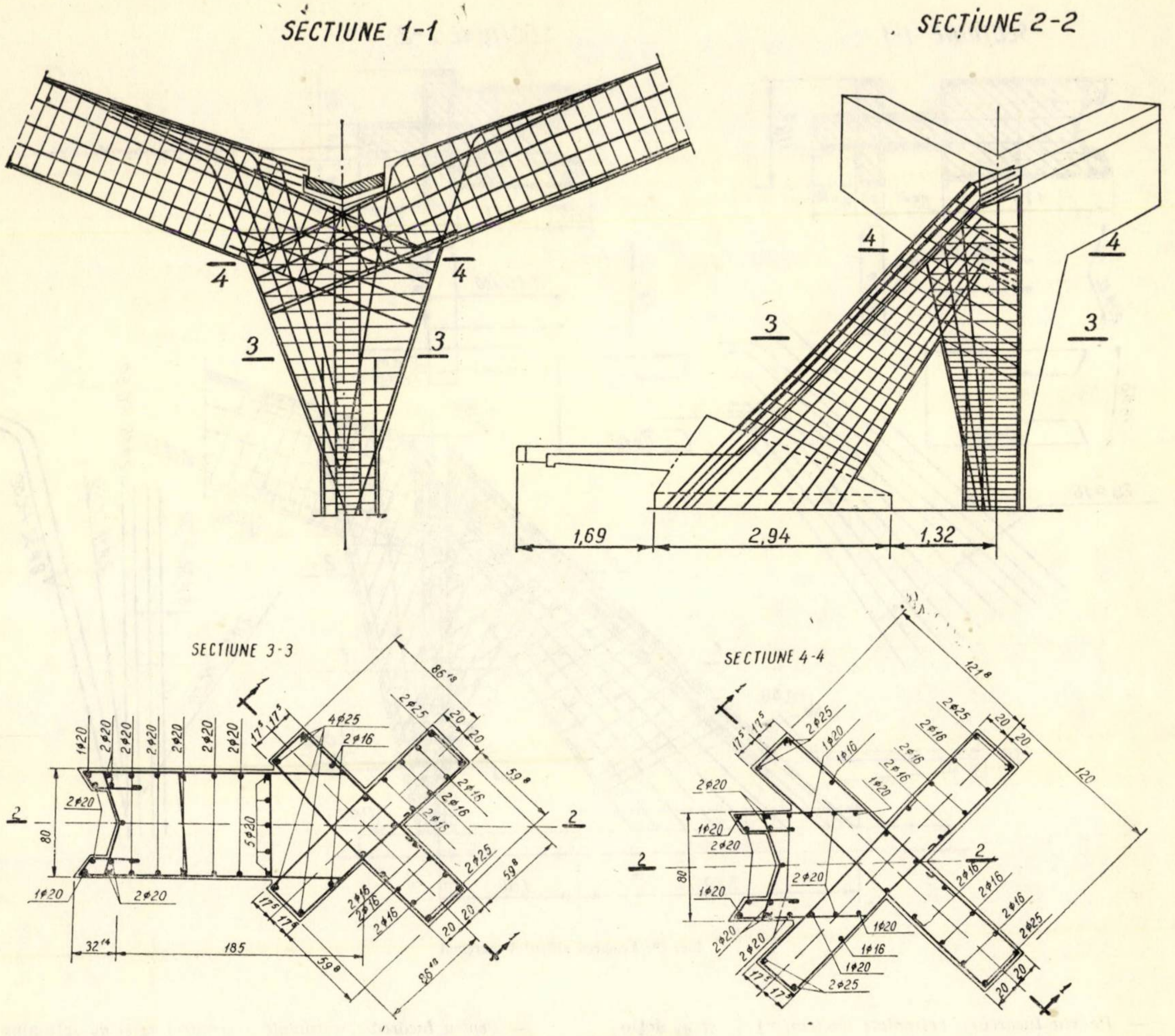

SECȚIUNE 1-1
SECȚIUNE 2-2
4
3
1,69
2,94
1,32
SECȚIUNE 3-3
SECȚIUNE 4-4
2
80
32
185
59
86
121
120
20
17,5
1φ20
2φ20
5φ20
4φ25
2φ16
2φ15
2φ25
1φ16

Fig. 11. Armarea stîlpilor centrali

al laturii paraboloidului ($a = 8{,}132$ m), se impun următoarele condiţii care determină constantele de integrare:

La tipul A: Pentru $x = a \quad n_x = 0$
Pentru $y = -a \; n_y = 0$, eforturile normale pe marginea liberă fiind nule.

La tipul B: Pentru $x = 0 \; n_x = 0$
Pentru $y = 0 \; n_y = 0$, paraboloidul fiind simetric rezemat pe contur.

Punînd condiţiile de mai sus în ecuaţiile (8), (9), (10) şi (11) şi $\omega = 90°$, rezultă următoarele expresii ale eforturilor:

— *Pentru încărcări* $\bar{q}_z$ *uniform distribuite pe suprafaţa bolţii*, respectiv pentru încărcarea permanentă ($\bar{q}_x = \bar{q}_y = 0$):

— Tipul A

$$\left\{\begin{aligned} t_{xy} &= -\frac{\bar{q}_z\, m_1}{2\,k} \\ n_x &= -\frac{\bar{q}_z\, y}{2}\, ln\, \frac{ka + \sqrt{1 + k^2\,(a^2 + y^2)}}{kx + m_1} \\ n_y &= -\frac{\bar{q}_z x}{2}\, ln\, \frac{\sqrt{1 + k^2(a^2 + x^2)} - ka}{ky + m_1} \end{aligned}\right. \tag{8^1}$$

— Tipul B

$$\left\{\begin{aligned} t_{xy} &= -\frac{q_z\, m_1}{2\,k} \\ n_x &= -\frac{\bar{q}_z\, y}{2}\, ln\, \frac{\sqrt{1 + k^2 y^2}}{kx + m_1} \\ n_y &= -\frac{\bar{q}_z x}{2}\, ln\, \frac{\sqrt{1 + k^2 x^2}}{ky + m_1} \end{aligned}\right. \tag{8^2}$$

unde

$$m_1 = \sqrt{1 + k^2\,(x^2 + y^2)}. \tag{7^2}$$

— *Pentru încărcări* q_z *uniform distribuite în plan orizontal*, respectiv pentru încărcarea temporară ($q_x = q_y = 0$):

Pentru ambele tipuri

$$\left\{\begin{aligned} t_{xy} &= -\frac{q_z}{2k} \\ n_x &= n_y = 0 \end{aligned}\right. \tag{9^1}$$

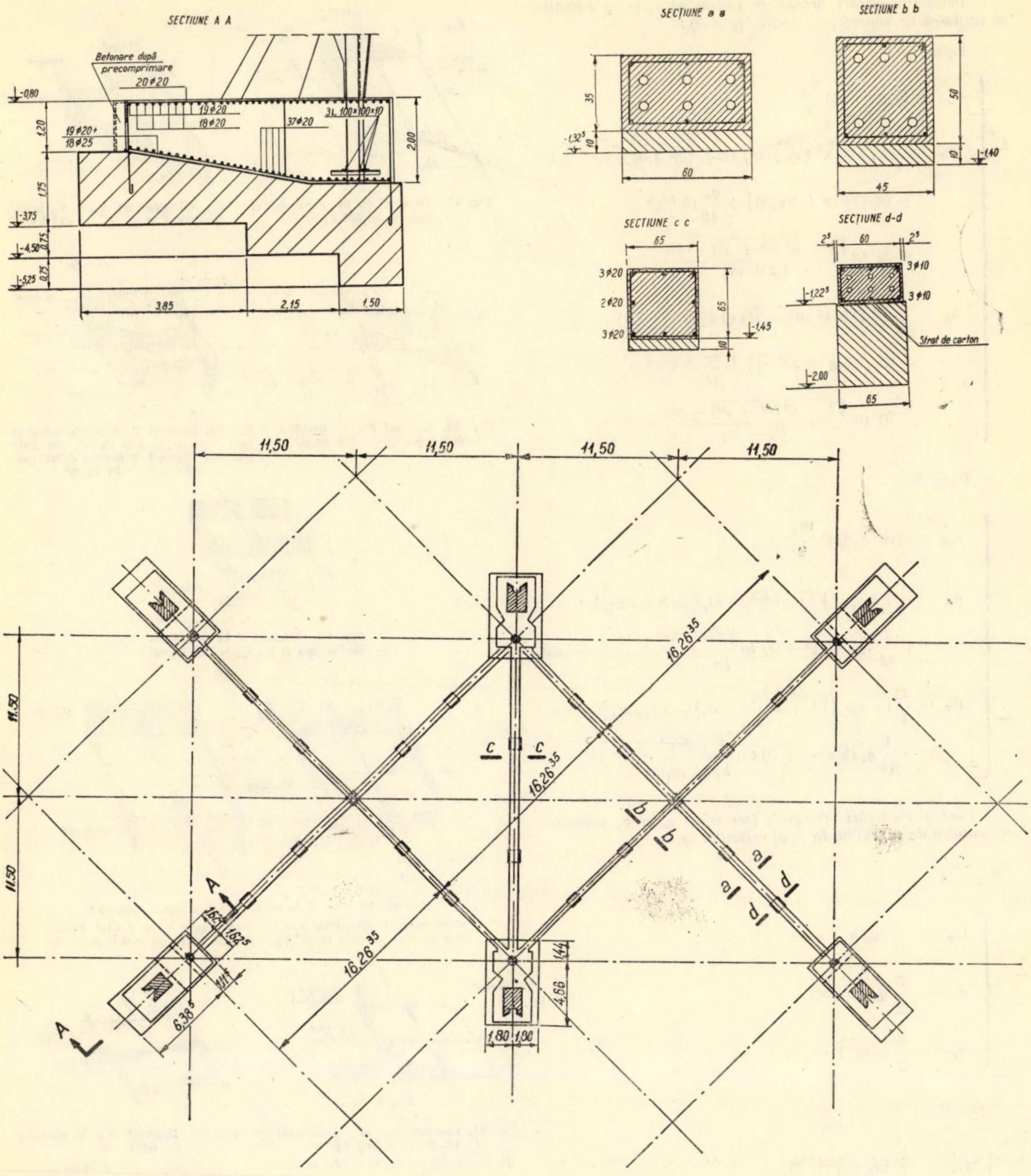

SECTIUNE A A
Betonare după precomprimare
20⌀20
-0,80
1,20
19⌀20
18⌀20
37⌀20
3L 100×100×10
19⌀20+
18⌀25
2,00
1,75
-3,75
0,75
-4,50
0,75
-5,25
3,85
2,15
1,50
SECTIUNE a a
35
10
-1,32⁵
60
SECTIUNE b b
50
10
-1,40
45
SECTIUNE c c
65
3⌀20
2⌀20
3⌀20
65
10
-1,45
SECTIUNE d-d
2⁵
60
2⁵
3⌀10
3⌀10
-1,22⁵
Strat de carton
-2,00
65
11,50
11,50
11,50
11,50
11,50
11,50
16,26³⁵
16,26³⁵
16,26³⁵
16,26³⁵
c
c
b
b
a
a
A
A
1,62⁵
1,62⁵
1,11⁵
6,38⁵
1,44
4,56
1,80
1,80

Fig. 12. Plan fundații

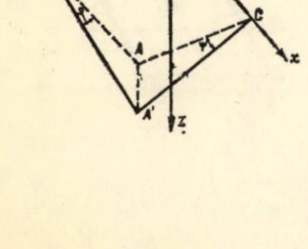

O
B
y
90°
90°
α
C
x
A
A'
z

Fig. 13. Schema geometrică a paraboloidului

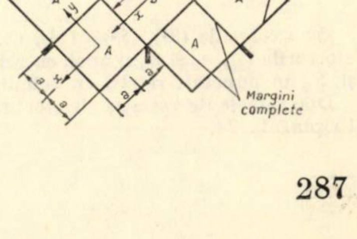

Margini libere
A
A
A
B
A
A
A
a
x
y
Margini complete

Fig. 14. Condiții de rezemare pentru paraboloizii hiperbolici

— *Pentru încărcări orizontale (seismice)* $\bar{q}_x$ *și* $\bar{q}_y$ *acționînd pe unitatea de suprafață a bolții* ($\bar{q}_z = 0$) :

— Tipul A

$$\begin{cases} t_{xy} = (\bar{q}_x y + \bar{q}_y x)\,\dfrac{m_1}{2} \\[2ex] n_x = \dfrac{1}{4}\left[\sqrt{1 + k^2\,(a^2 + y^2)}\;(3\,\bar{q}_x a + 2\,\bar{q}_y y) - \right. \\ \qquad \left. - \,m_1\,(3\,\bar{q}_x x + 2\,\bar{q}_y y)\right] + \dfrac{\bar{q}_x}{4k}\,(5\,k^2 y^2 + \\ \qquad + \,3)\; ln\,\dfrac{\sqrt{1 + k^2\,(a^2 + y^2)} + ka}{kx + m_1} \\[2ex] n_y = \dfrac{1}{4}\left[\sqrt{1 + k^2\,(a^2 + x^2)}\;(2\,\bar{q}_x x - 3\,\bar{q}_y a) - \right. \\ \qquad \left. - \,m_1\,(3\,\bar{q}_y y + 2\,\bar{q}_x x)\right] + \dfrac{q_y}{4k}\,(5\,k^2 x^2 + \\ \qquad + \,3)\; ln\,\dfrac{\sqrt{1 + k^2\,(a^2 + x^2)} - ka}{ky + m_1}\,. \end{cases} \tag{10^1}$$

— Tipul B

$$\begin{cases} t_{xy} = (\bar{q}_x y + \bar{q}_y x)\,\dfrac{m_1}{2} \\[2ex] n_x = \dfrac{1}{4}\left[2\,\bar{q}_y y\,\left(\sqrt{1 + k^2 y^2} - m_1\right) - 3\,\bar{q}_x x\,m_1\right] + \\ \qquad + \,\dfrac{1}{4k}\,\bar{q}_x\,(5\,k^2 y^2 + 3)\; ln\,\dfrac{\sqrt{1 + k^2 y^2}}{kx + m_1} \\[2ex] n_y = \dfrac{1}{4}\left[2\,\bar{q}_x x\,\left(\sqrt{1 + k^2 x^2} - m_1\right) - 3\,\bar{q}_y y\,m_1\right] + \\ \qquad + \,\dfrac{1}{4k}\,\bar{q}_y\,(5\,k^2 x^2 + 3)\; ln\,\dfrac{\sqrt{1 + k^2 x^2}}{ky + m_1}\,. \end{cases} \tag{10^2}$$

— *Pentru încărcări orizontale (seismice)* q_x *și* q_y *acționînd pe unitatea de suprafață în plan orizontal* ($q_z = 0$) :

Tipul A

$$\begin{cases} t_{xy} = \dfrac{1}{2}\,(q_x\,y + q_y\,x) \\[2ex] n_x = -\,\dfrac{3}{2}\,q_x\,(x - a) \\[2ex] n_y = -\,\dfrac{3}{2}\,q_y\,(y + a)\,. \end{cases} \tag{11^1}$$

Tipul B

$$\begin{cases} t_{xy} = \dfrac{1}{2}\,(q_x\,y + q_x\,x) \\[2ex] n_x = -\,\dfrac{3}{2}\,q_x x \\[2ex] n_y = -\,\dfrac{3}{2}\,q_y\,y \end{cases} \tag{11^2}$$

Cu expresiile (8^1), (8^2), (9^1), (11^1), (11^2) s-au determinat eforturile t_{xy}, n_x și n_y și apoi, cu relațiile (4), eforturile T, N_x și N_y în punctele rețelei cu echidistanța 0,1 a.

Diagramele de variație ale eforturilor sînt redate în figurile 15 pînă la 24.

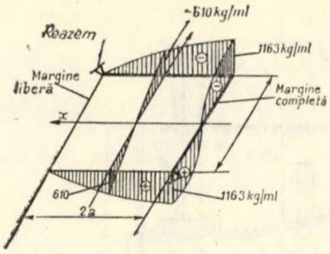

610 kg/ml
Reazem
1163 kg/ml
Margine liberă
Margine completă
x
610
1163 kg/ml
2a

Fig. 15. Eforturi N_x la paraboloidul A pt. $\overline{q}_z$ = 420 kg/m^2

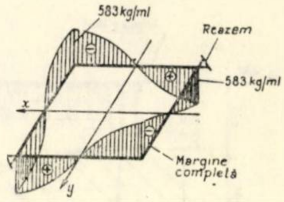

583 kg/ml
Reazem
583 kg/ml
x
Margine completă
y

Fig. 16. Eforturi $N_x = N_y$ la paraboloidul B pt. $\overline{q}_z$ = 420 kg/m^2

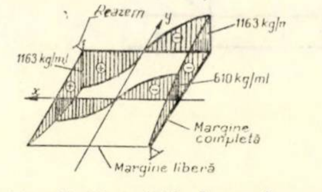

Reazem
y
1163 kg/m
1163 kg/ml
610 kg/ml
x
Margine completă
Margine liberă

Fig. 17. Eforturi N_y la paraboloidul A pt. $\overline{q}_z$ = 420 kg/m^2

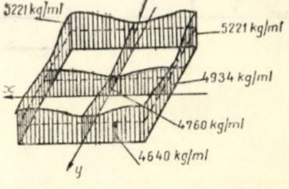

4934 kg/ml
5221 kg/ml
5221 kg/ml
4934 kg/ml
x
4760 kg/ml
4640 kg/ml
y

Fig. 18. Eforturi T la paraboloidul A sau B pt. $\overline{q}_z$ = 420 kg/m^2; cu linie punctată eforturi T pentru cazul ipotetic $\overline{q}_z$ = 420 kg/m^2

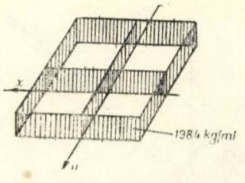
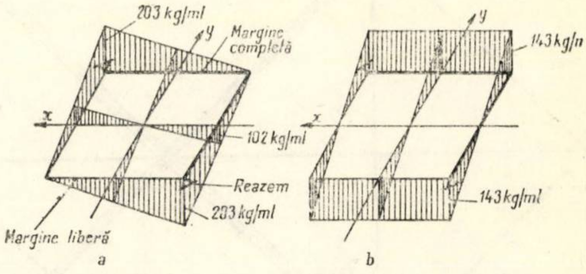


Fig. 19. Eforturi T la paraboloidul A sau B pt. $\overline{q}_z$ = 180 kg/m^2


203 kg/ml
y
Margine completă
x
102 kg/ml
Reazem
203 kg/ml
Margine liberă
y
143 kg/n
x
143 kg/ml

a b

Fig. 20. Eforturi T la paraboloidal A sau B pentru :

a) cutremur longitudinal sau transversal $q_x = q_y = \pm$ 24,4 kg/m^2
b) cutremur orientat la 45° $q_x = \pm$ 34,5 kg/m^2 $q_y = 0$ (sau invers)

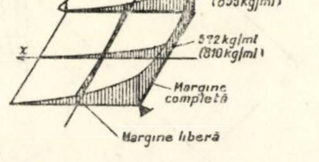

Reazem
y
610 kg/ml
(855 kg/ml)
x
572 kg/ml
(810 kg/ml)
Margine completă
Margine liberă

Fig. 21. Eforturi N_x la paraboloidul A pt. $\overline{q}_z = \pm$ 24,4 kg/m^2

În paranteză pt. $\overline{q}_z = \pm$ 34,5 kg/m^2

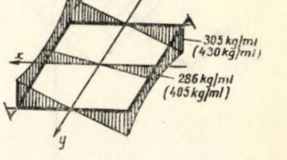

305 kg/ml
x
305 kg/ml
(430 kg/ml)
286 kg/ml
(405 kg/ml)
y

Fig. 22. Eforturi N_x la paraboloidul B

pt. $q_z = \pm$ 24,4 kg/m^2
în paranteză pt. $q_x = \pm$ 34,5 kg/m^2

Fig. 23. Eforturi N_y la paraboloidul A pt. $q_y = \pm$ 24,4 kg/m^2; în paranteză pt. $q_y = \pm$ 34,5 kg/m^2

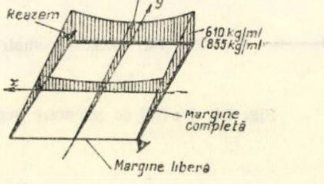
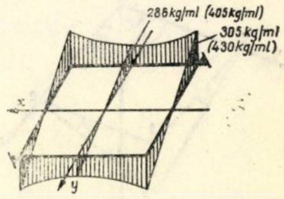

572 kg/ml (810 kg/ml
y
Reazem
610 kg/ml
(855 kg/ml
x
Margine completă
Margine liberă

Fig. 24. Eforturi N_y la paraboloidul B pt. $q_y = \pm$ 24,4 kg/m^2; în paranteză pt. $q_y = \pm$ 34,5 kg/m^2


286 kg/ml (405 kg/ml)
305 kg/ml
(430 kg/ml)
x
y

Cu eforturile T, N_x și N_y determinate așa cum s-a arătat mai sus, s-au calculat eforturile principale N_1 și N_2:

$$N_1 = \frac{N_x \sin^2(\theta + \alpha) + N_y \sin^2 \alpha + 2T \sin \alpha \sin(\theta + \alpha)}{\sin \theta}$$

$$N_2 = \frac{N_x \cos^2(\theta + \alpha) + N_y \cos^2 \alpha + 2T \cos \alpha \cos(\theta + \alpha)}{\sin \theta}$$

în care

$$\cos \theta = \frac{pq + \cos \omega}{\sqrt{(1+p^2)(1+q^2)}} = \frac{k^2xy + \cos \omega}{\sqrt{(1+k^2y^2)(1+k^2x^2)}}$$

și direcția eforturilor principale este dată de

$$\operatorname{tg} 2\alpha = -\frac{N_x \sin 2\theta + 2T \sin \theta}{N_x \cos 2\theta + N_y + 2T \cos \theta}.$$

Eforturile principale de întindere au avut valoarea maximă de 8,0 t/m (în dreptul punctului de rezemare pe stîlpi) și de compresiune de 6,6 t/m (în centrul plăcii). Efortul de tensiune maxim, descompus după axele de coordonate ale plăcii, este de 6,0 t/m, armătura corespunzătoare fiind de 6000 : 2100 = 2,85 cm²/m. Armarea suprafețelor a fost realizată cu o plasă dublă Ø8/30 și călăreți la margini Ø8/30 dispusă în lungul generatoarelor (fig. 25 și 26).

Suprafața nu a fost calculată la eforturi datorită variațiilor de temperatură, întrucît s-a considerat că valoarea acestora este redusă datorită posibilității deplasării practic neîmpiedicate în planul tangent ca urmare a rigidității reduse în planul plăcii a grinzilor marginale.

De asemenea nu a fost luată în considerație acțiunea vîntului asupra plăcii, deoarece, încercări făcute în tunele aerodinamice la structuri similare [1], [2] au arătat că efectul vîntului este neglijabil.

Încărcarea critică de flambaj a fost determinată cu expresia (3):

$$p^{cr} = \frac{2E}{\sqrt{3(1-\mu^2)}} \frac{(2f)^2 \delta^2}{(2a)^4} = \frac{2 \times 170\,000}{\sqrt{3(1-0{,}15^2)}} \frac{(2 \times 300)^2 \times 7^2}{(2 \times 813{,}2)^4}$$

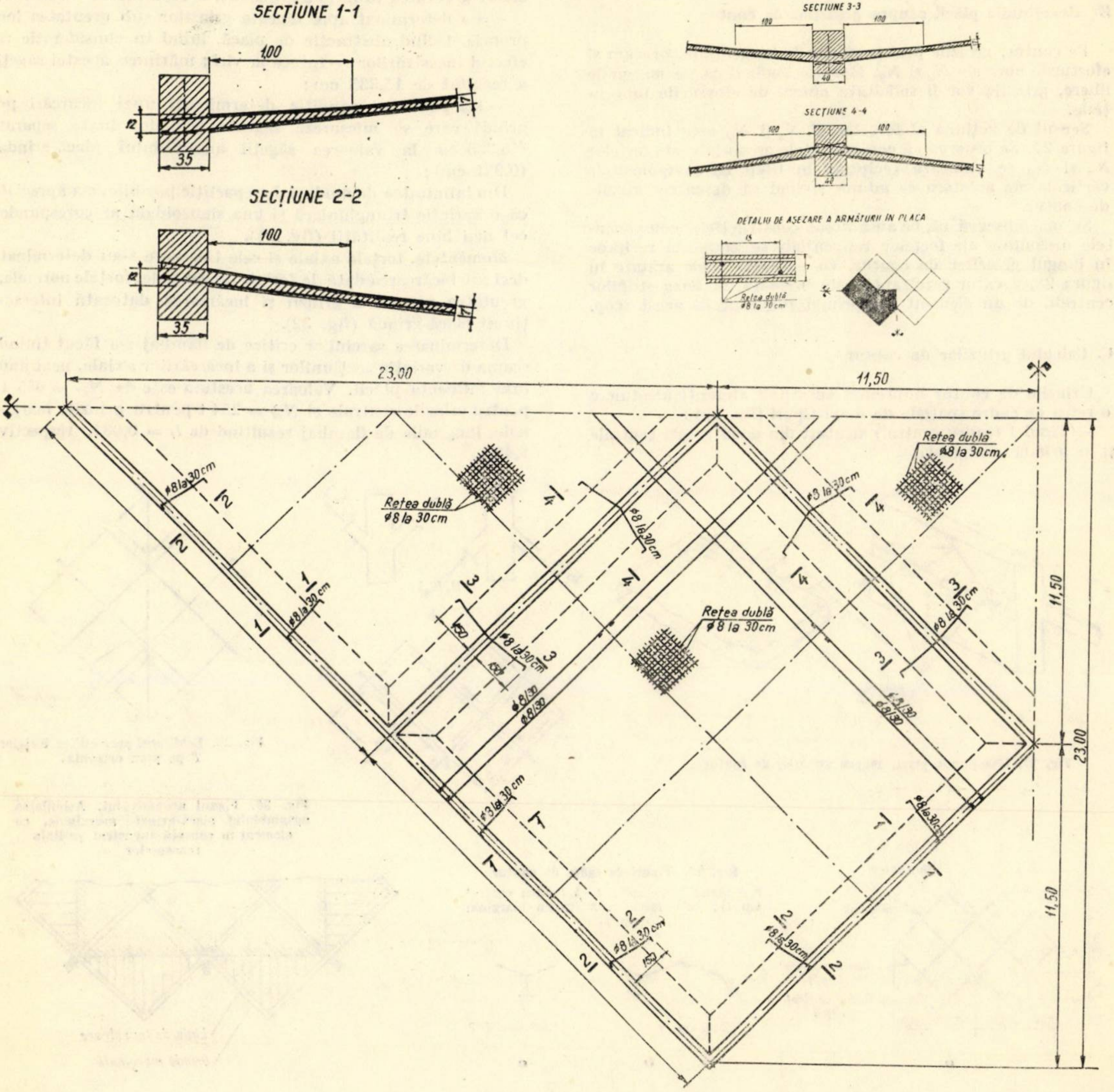
$$p^{cr} = 0{,}502 \text{ kg/cm}^2 = 5020 \text{ kg/m}^2$$

bazată pe ipoteza deformațiilor liniare ale suprafeței.

Rezultă un coeficient de siguranță la flambajul general:

$$c = \frac{5\,020}{470} = 10{,}7.$$

Fig. 25. Armarea plăcii


SECȚIUNE 1-1
100
12
35
7
SECȚIUNE 2-2
100
12
35
7
SECTIUNE 3-3
100
100
40
SECTIUNE 4-4
100
100
40
DETALIU DE AȘEZARE A ARMĂTURII ÎN PLACĂ
15
7
Rețea dublă Ø8 la 30 cm
23,00
11,50
11,50
11,50
23,00
Rețea dublă Ø8 la 30cm
Ø8 la 30cm
Ø8/30
1
2
3
4

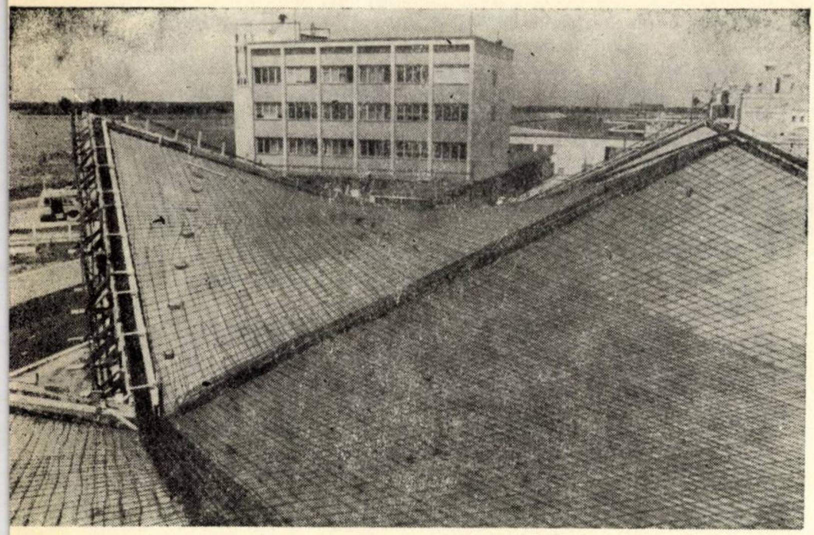


Fig. 26. Armarea plăcii

B. Reacţiunile plăcii asupra grinzilor de contur

Pe contur, grinzile preiau eforturile tangenţiale, precum şi eforturile normale N_x şi N_y. Rezultă implicit că pe marginile libere, grinzile vor fi solicitate numai de eforturile tangenţiale.

Sensul de acţiune al forţelor T, N_x şi N_y este indicat în figura 27. Se observă că componentele orizontale ale forţelor N_x şi N_y se anulează reciproc, în timp ce componentele verticale ale acestora se adună şi tind să descarce grinzile de contur.

Se mai observă că, pe ansamblul construcţiei, componentele orizontale ale forţelor tangenţiale se anulează reciproc în lungul grinzilor de contur, cu excepţia celor arătate în figura 28, a căror rezultantă este preluată, la baza stîlpilor centrali, de un element comprimat prevăzut în acest scop.

C. Calculul grinzilor de contur

Grinzile de contur împreună cu stîlpii aferenţi alcătuiesc o reţea de cadre spaţiale de două tipuri (fig. 29):

— Tipul 1 (cadru central) alcătuit din două grinzi centrale şi o grindă marginală.

— Tipul 2 (cadru marginal) alcătuit din două grinzi marginale.

Calculul static al acestora s-a făcut cu metode iterative cunoscute, ţinînd seama de variaţia secţiunilor şi de înclinaţia axelor principale de inerţie ale stîlpilor centrali.

Cadrele au fost calculate la următoarele încărcări:

a) Încărcări gravitaţionale

S-a ţinut seama de încărcări gravitaţionale corespunzător reacţiunilor plăcilor asupra grinzilor de contur, precum şi de greutatea proprie a acestora.

Una din problemele delicate a fost aceea a stabilirii interacţiunii între grinzile de contur şi placă, în sensul precizării modului de repartizare a încărcării, datorită greutăţii proprii a grinzilor de contur. Problema prezintă importanţă, în special pentru grinzile de pe conturul exterior al construcţiei şi ea a fost rezolvată astfel:

— s-a calculat săgeata ansamblului alcătuit din tronsonul de placă cu grinzile aferente, pe schema statică de consolă încastrată pe linia stîlpilor (fig. 30); săgeata, care s-a determinat sub acţiunea tuturor încărcărilor gravitaţionale (inclusiv greutatea proprie a grinzilor), a rezultat de 0,991 cm;

— s-a determinat apoi săgeata grinzilor sub greutatea lor proprie, făcînd abstracţie de placă, luînd în consideraţie şi efectul încastrărilor reciproce la vîrf; mărimea acestei săgeţi a rezultat de 15,335 cm;

— s-a pus apoi condiţia determinării unei încărcări pe grindă care să micşoreze săgeata grinzilor luate separat (15,335 cm) la valoarea săgeţii ansamblului placă-grindă (0,991 cm);

Din infinitatea de moduri de repartiţie posibile, s-a apreciat că o variaţie triunghiulară şi una sinusoidală ar corespunde cel mai bine realităţii (fig. 31).

Momentele, forţele axiale şi cele tăietoare s-au determinat deci sub încărcarea dată de forţele tangenţiale, forţele normale, greutatea proprie a grinzii şi încărcarea datorată interacţiunii placă-grindă (fig. 32).

Determinarea sarcinilor critice de flambaj s-a făcut ţinînd seama de variaţia secţiunilor şi a încărcărilor axiale, neglijînd însă influenţa plăcii. Valoarea acestora este de $N_{cr} = 655$ t pentru grinzile centrale şi $N_{cr} = 254$ t pentru grinzile marginale, lungimile de flambaj rezultînd de $l_f = 0{,}98\,l$, respectiv 1,12 l.

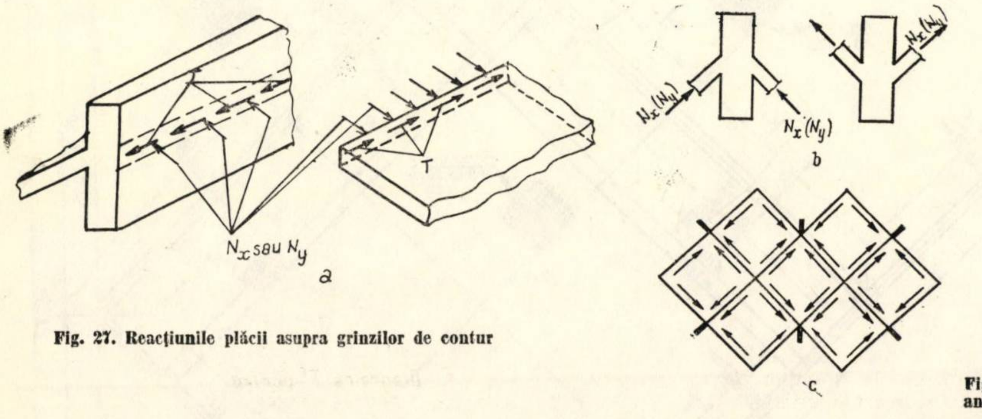


Fig. 27. Reacţiunile plăcii asupra grinzilor de contur

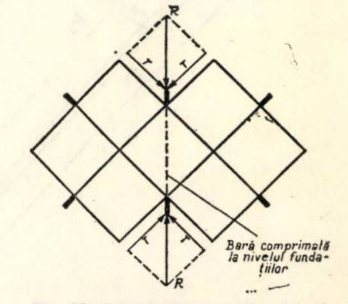


Fig. 28. Echilibrul proiecţiilor forţelor T pe plan orizontal

Fig. 29. Tipuri de cadre de contur
a — plan; b — sect. 1—1 (cadru central tip 1); c — sect. 2—2 (cadru marginal tip 2)

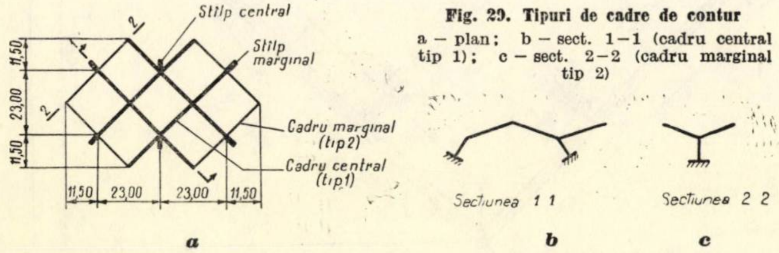
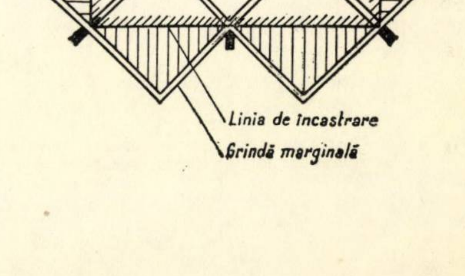


Fig. 30. Planul acoperişului. Asimilarea ansamblului placă-grinzi marginale, cu element în consolă încastrat pe linia reazemelor



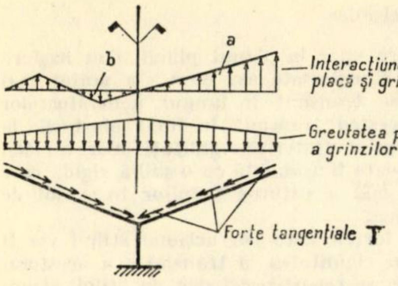

a
b
Interacțiunea dintre placă și grindă: a) Variație triunghiulară b) Variație sinusoidală
Greutatea proprie a grinzilor
Forțe tangențiale T

Fig. 31. Încărcări pe cadrul marginal

b) Efectul variațiilor de temperatură

Din analizarea mai multor cazuri posibile s-au reținut două:

— Variația de temperatură în timpul verii, în ipoteza că turnarea structurii se face la temperatura de 0°, rezultînd creșterea uniformă de temperatură de +30° și o diferență de temperatură între fețele grinzilor și stîlpilor de

$$\Delta t = t_i - t_e = -10° - 10° = -20° \text{ (fig. 33).}$$

— Variația de temperatură în timpul iernii, în ipoteza că turnarea structurii se face la +20°, rezultînd o scădere uniformă de temperatură de —25° și o diferență de temperatură între fețele grinzilor și stîlpilor de

$$\Delta t = +15° + 15° = 30° \text{ (fig. 34).}$$

S-a considerat de asemenea că efectul contracției poate fi asimilat cu o scădere uniformă de temperatură de —15°. În calculul static s-a ținut seamă atît de variația secțiunilor [4] cît și de reducerea eforturilor datorită schimbului de căldură de pe fețele laterale ale grinzilor și stîlpilor [5].

Diagramele de momente încovoietoare sînt indicate în figura 35. Forțele tăietoare variază în stîlpi între 7,42 t și 10,33 t și în rigle între 2,50 t și 3,20 t, iar forțele normale între 3,60 t și 8,60 t, respectiv între 7,61 t și 9,14 t.

c) Tasarea inegală a reazemelor

Natura terenului, precum și modul de solicitare a structurii, au impus luarea în considerație a efectului unor tasări inegale ale stîlpilor cu 2 cm.

S-au examinat două ipoteze:

— tasarea stîlpului central cu 2 cm;

— tasarea stîlpului marginal cu 2 cm.

Diagramele de momente încovoietoare rezultate sînt indicate în figura 36. Forțele normale și tăietoare au valori reduse ajungînd la maximum 3 t.

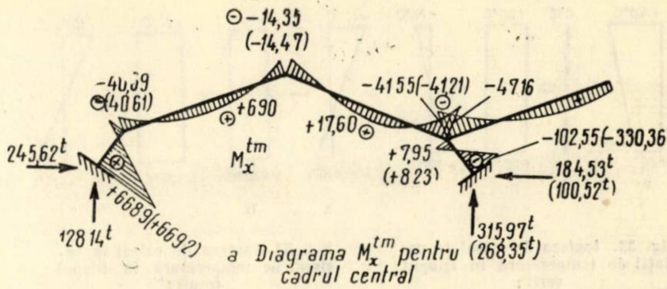
Simultan cu efectul tasării inegale s-a luat în considerație și efectul rotirii fundațiilor, ceea ce a avut ca efect micșorarea cu cca 20% a momentelor din stîlpi și cu cca 25% a forțelor axiale din rigle.

d) Efectul deformării tiranților precomprimați

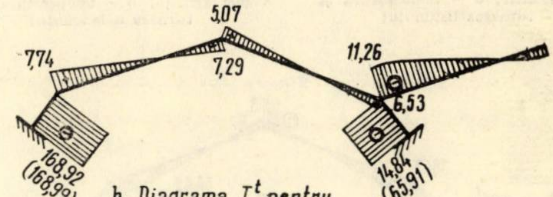
Ținînd seamă de modul posibil de eșalonare a lucrărilor, respectiv de timpul scurs de la precomprimarea tiranților, decofrarea structurii și aplicarea tuturor încărcărilor exterioare, de rigiditatea tiranților și de caracteristicile deformației în timp (curgerea lentă), a rezultat că tiranții se pot alungi cu 1,5 cm sau se pot scurta cu 0,72 cm.

Momentele încovoietoare care apar în structură, datorită alungirii sau scurtării tiranților, sînt arătate în figura 37.

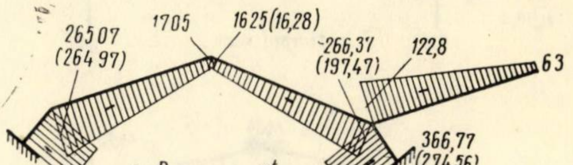
Forțele tăietoare variază între 2,6 t și 7,0 t în stîlpi și 1,0 t pînă la 2,0 t în rigle, iar forțele normale între 1,4 t pînă la 4,8 t, respectiv între 2,8 t și 5,6 t.


⊖-14,35
(-14,47)
-40,59
⊖(40,61)
⊕+6,90
+17,60⊕
-41,55(-41,21)
-47,16
-102,55(-330,36)
M_x^{tm}
+7,95
(+8,23)
184,53t
(100,52t)
245,62t
128,14t
+66,89(+66,92)
315,97t
(268,35t)

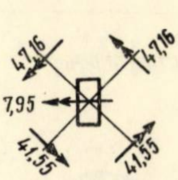
a Diagrama M_x^{tm} pentru cadrul central


5,07
7,74
7,29
11,26
6,53
168,92
(168,99)
14,84
(65,91)

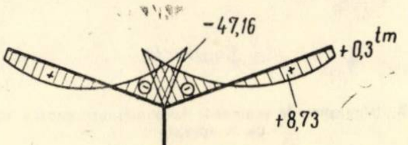
b Diagrama T^t pentru cadru central


265,07
(264,97)
17,05
16,25(16,28)
-266,37
(197,47)
122,8
63
366,77
(274,56)
204,72
(204,62)

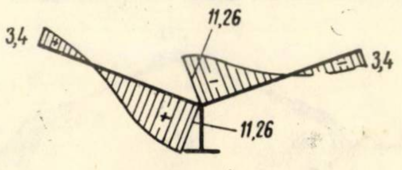
c Diagrama N^t pentru cadrul central


47,16
47,16
7,95
41,55
41,55

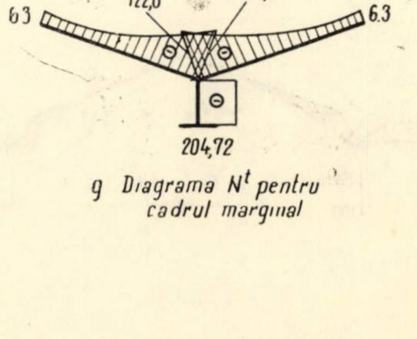
d Echilibrul momentelor la nivelul stîlpului central


-47,16
+0,3tm
+8,73

e Diagrama M_x^{tm} pentru cadrul marginal


3,4
11,26
3,4
11,26

f Diagrama T^t pentru cadrul marginal


63
122,8
122,8
6,3
204,72

g Diagrama N^t pentru cadrul marginal

Fig. 32. Diagrame de eforturi pentru încărcările exterioare verticale. În paranteză, eforturi pentru încărcarea asimetrică

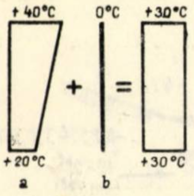

+40°C
0°C
+30°C
+10°C
+
=
+
+20°C
+30°C
-10°C
a
b

Fig. 33. Ipoteza de calcul la variații de temperatură în timpul verii:

a — temperatură exterioară la fețele grinzii; b — temperatura la turnarea betonului

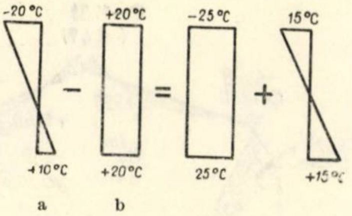

-20°C
+20°C
-25°C
15°C
−
=
+
+10°C
+20°C
25°C
+15°C
a
b

Fig. 34. Ipoteza de calcul la variații de temperatură în timpul iernii:

a — temperatura exterioară la fețele grinzii; b — temperatura de turnare a betonului

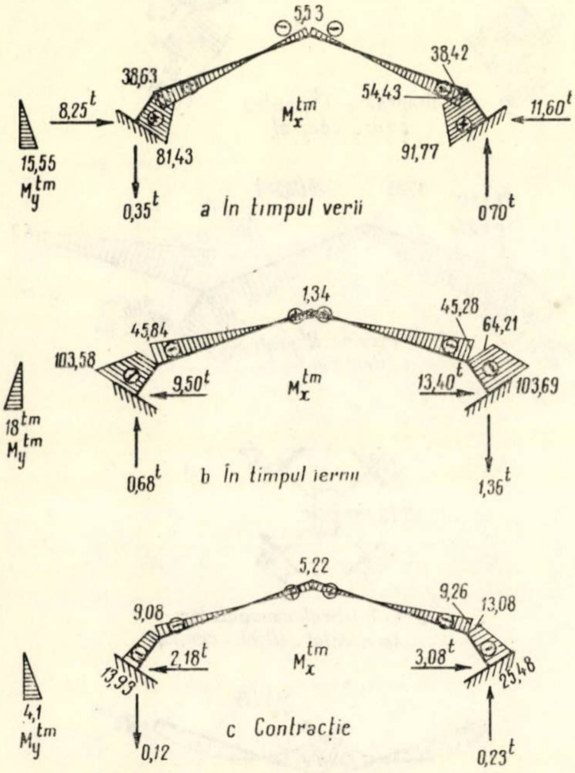

5,53
38,63
38,42
54,43
8,25t
11,60t
81,43
91,77
15,55
M_y^{tm}
M_x^{tm}
0,35t
a în timpul verii
070t
1,34
45,28
45,84
64,21
103,58
9,50t
13,40t
103,69
18tm
M_y^{tm}
0,68t
b în timpul iernii
1,36t
5,22
9,26
9,08
13,08
2,18t
3,08t
13,93
25,48
4,1
M_y^{tm}
c Contracție
0,12
0,23t

Fig. 35. Diagrama de momente încovoietoare pentru variații de temperatură

e) Efectul forțelor seismice

Forțele seismice, care apar în planul plăcii, dau naștere eforturilor N_x, N_y și T, calculate așa cum s-a arătat mai sus. Aceste eforturi se transmit în lungul generatoarelor pînă la grinzi, iar acestea transmit în final eforturile la capătul superior al stîlpilor. Datorită rigidității mari a plăcii în planul ei, aceasta poate fi asimilată cu o șaibă rigidă care asigură o deplasare egală a tuturor stîlpilor în sensul de acțiune a forței seismice.

Rezultă implicit că forțele care vor acționa stîlpii vor fi direct proporționale cu rigiditatea la translație a acestora.

Forța seismică totală se repartizează deci la stîlpii structurii, în funcție de direcția și sensul de acțiune, precum și de rigiditatea la translație a stîlpilor. Se precizează că, pentru simplificare, stîlpii au fost socotiți încastrați la bază și articulați la partea superioară.

Modul de repartizare a forței seismice totale la stîlpii structurii este arătat în figura 38, pentru cazul cînd aceasta acționează în lungul construcției, în sens transversal sau la 45°.

Determinarea forței seismice s-a făcut pe baza caracteristicilor dinamice ale structurii, perioadele de vibrație rezultînd din calcul foarte reduse, dar sensibil egale pe cele trei direcții considerate (T = 0,105 s, 0,087 s, respectiv 0,109 s). În final mărimea forței seismice a rezultat de 7,5% din mărimea forței gravitaționale.

Pe baza modului de repartizare a forțelor seismice s-au determinat momentele încovoietoare, forțele tăietoare și cele axiale în cadrele centrale și marginale (fig. 39). Se observă că, datorită formei structurii, acestea sînt reduse față de eforturile datorite încărcărilor verticale sau din temperatură și că ipoteza considerată, privind încastrarea stîlpilor la bază și articulația de la partea superioară, este perfect justificată. Forțele tăietoare și normale sînt neglijabile în rigle și reduse în stîlpi, unde variază între 1 t și 25 t.

4. ÎNCERCAREA PE MODEL

Datorită caracterului special al construcției, lipsei de date tehnice în literatura de specialitate privind calculul anumitor zone, precum și pentru verificarea ipotezelor de calcul admise în proiect, s-a considerat oportună efectuarea unor încercări pe un model din beton armat la scara 1/10 (fig. 40).

Proiectul de model, întocmit de asemenea în Institutul de studii și proiectări forestiere, a avut la bază modelarea cît mai exactă, respectînd legile de similitudine, a tuturor elementelor, de la terenul de fundație, pînă la învelitoare.

Modelul a fost încercat* la încărcări verticale, simetrice și nesimetrice, tasări de reazeme, scădere uniformă de temperatură și forțe orizontale (fig. 41).

---

* Încercarea modelului s-a efectuat la Institutul de Cercetări în Construcții și Economia Construcțiilor INCERC — de un colectiv condus de ing. C. Pavel și ing. I. Ungureanu.

Fig. 36. Diagrama de momente încovoietoare pentru tasarea reazemelor

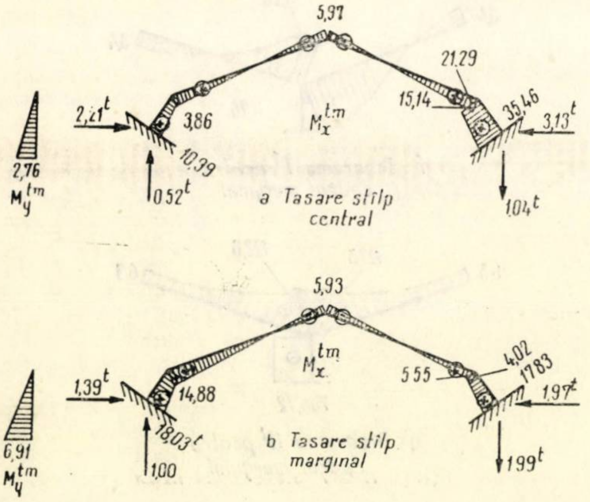
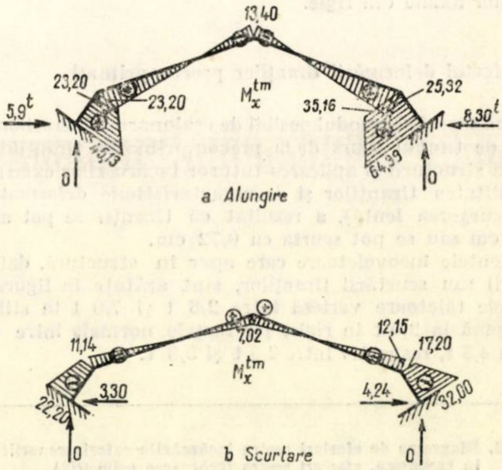
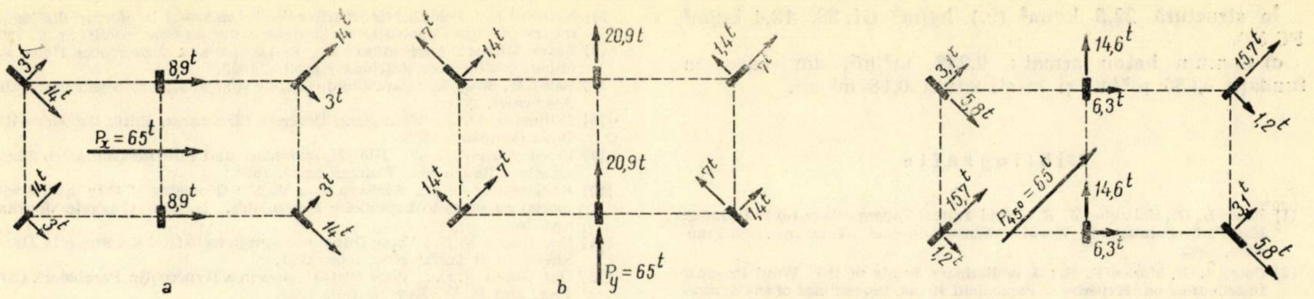

5,97
21,29
2,21t
3,86
15,14
35,46
3,13t
M_x^{tm}
10,99
2,76
M_y^{tm}
0,52t
a Tasare stîlp central
1,04t
5,93
4,02
17,83
M_x^{tm}
1,39t
14,88
5,55
1,97t
18,03t
b Tasare stîlp marginal
6,91
M_y^{tm}
1,00
1,99t

Fig. 37. Diagrama momentelor încovoietoare datorite deformațiilor tiranților precomprimați

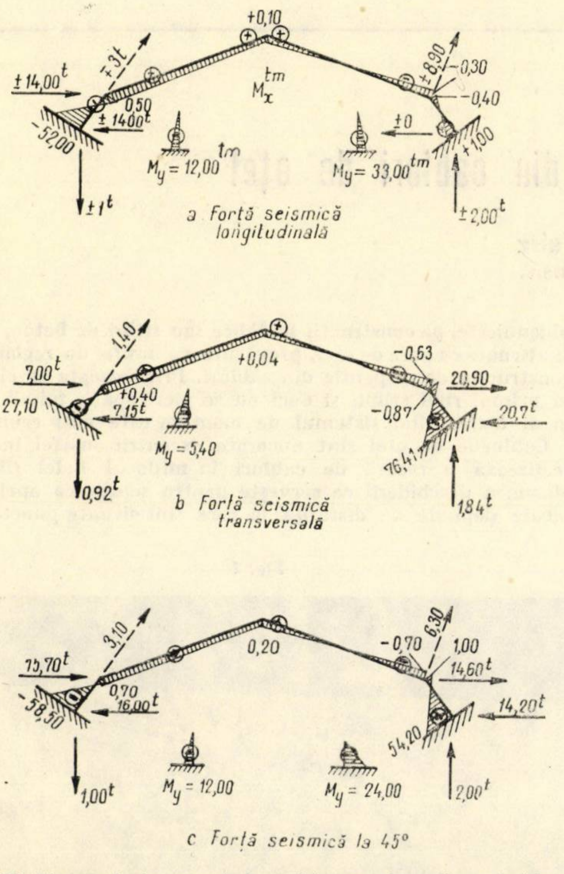

13,40
23,20
23,20
M_x^{tm}
35,16
25,32
5,9t
8,30t
44,3
64,33
0
0
a Alungire
7,02
11,14
12,15
17,20
M_x^{tm}
3,30
4,24
22,20
32,00
0
b Scurtare
0



3t
14t
8,9t
$P_x = 65^t$
14t
3t
8,9t
3t
14t
a
14t
20,9t
20,9t
7t
14t
$P_y = 65^t$
b
3,1t
5,8t
14,6t
6,3t
15,7t
1,2t
$P_{45°} = 65^t$
15,7t
1,2t
14,6t
6,3t
3,1t
5,8t

Fig. 38. Repartizarea forței seismice la stîlpii structurii

a – cutremur longitudinal ; b – cutremur transversal ; c – cutremur la 45°



+0,10
±3t
±8,90
-0,30
±14,00t
M_x^{tm}
-0,40
0,50
±14,00t
±0
-52,00
+1,00
$M_y = 12,00^{tm}$
$M_y = 33,00^{tm}$
±1t
±2,00t
a Forță seismică longitudinală
1,40
-0,63
7,00t
+0,04
20,90
+0,40
-27,10
7,15t
-0,87
20,7t
$M_y = 5,40$
76,41
0,92t
b Forță seismică transversală
1,84t
3,10
6,30
0,20
-0,70
1,00
15,70t
14,60t
0,70
16,00t
-58,30
14,20t
54,20
$M_y = 12,00$
$M_y = 24,00$
1,00t
2,00t
c Forță seismică la 45°

Fig. 39. Diagramele de momente încovoietoare pentru acțiunea forțelor seismice

Încercarea s-a făcut separat pentru fiecare încărcare, neexistînd posibilitatea încărcării simultane pînă la rupere.

S-au măsurat săgețile în diferite puncte sub acțiunea separată a încărcărilor arătate (cu ajutorul fleximetrelor și microcomparatoarelor) și eforturile unitare cu ajutorul traductorilor electrici rezistivi.

În linii generale, încercarea a scos în evidență concepția corectă și rigiditatea mare a structurii, confirmînd ipotezele admise în proiect și capacitatea portantă de calcul a structurii.

Ruperea modelului s-a realizat sub o încărcare verticală nesimetrică, egală cu de 4,84 ori încărcarea din exploatare, celelalte încărcări nesolicitînd structura în momentul ruperii.

Ruperea s-a produs prin forfecarea plăcilor pe contur și smulgerea armăturilor plăcii din grindă ; în momentul ruperii s-au observat în grinzile de contur fisuri în zona reazemelor.

Primele fisuri au apărut în placă pentru încărcări verticale egale cu 2,5 ori încărcarea din exploatare.

Săgețile maxime ale grinzilor, sub încărcarea verticală de exploatare, au fost de 0,95 mm (respectiv 0,95 cm la construcția la scară naturală). Momentele încovoietoare sub aceleași încărcări au rezultat cu pînă la 30 % mai mici decît cele calculate.

Sub acțiunea tasării reazemelor și a forțelor orizontale, momentele încovoietoare în grinzi sînt reduse, iar săgețile maxime de 0,3 mm, respectiv de 0,1 mm.

În schimb, momentele din variații de temperatură reprezintă cca 50 % din momentele din încărcări verticale, lucru confirmat și în calcul, iar săgețile măsurate sînt de același ordin de mărime cu cele din încărcări verticale.

5. INDICI DE COST ȘI CONSUM DE MATERIALE

Indicii tehnico-economici efectiv realizați după executarea construcției sînt :

a) Cost

Construcții, inclusiv instalații 1 120 lei/m²

Construcții, exclusiv instalații 1 000 lei/m²

b) Consum oțel 31,8 kg/m² din care :

În fundații 9,3 kg/m² (5,2 kg/m² OL 38, 2,1 kg/m² PC 52 și 2,0 kg/m² SBP).

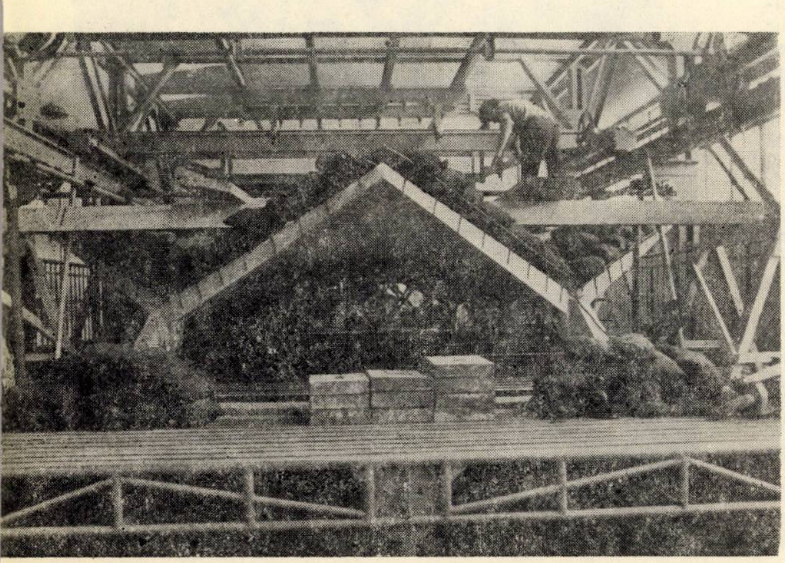


Fig. 40. Vedere de ansamblu a modelului din beton armat

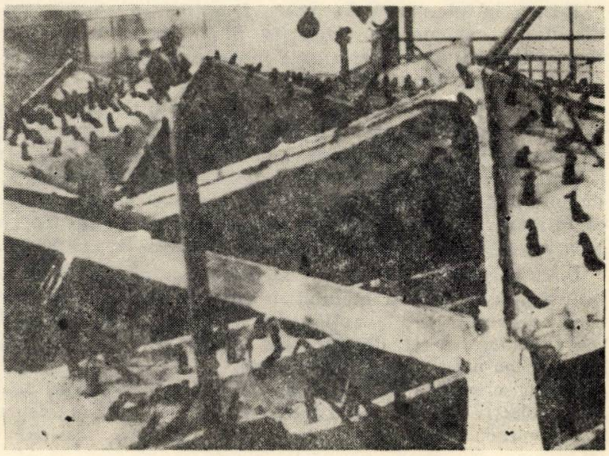


Fig. 41. Vedere de ansamblu după ruperea modelului

În structură 22,5 kg/m² (9,1 kg/m² OL 38, 13,4 kg/m² PC 52).

c) Consum beton armat: 0,238 m³/m², din care în fundaţii 0,058 m³/m² şi în structură 0,18 m³/m².

Bibliografie

[1] Booth L. G., Gallagher J. E.: Wind Tunnel Tests on Four Linked Timber Hyperbolic Paraboloids. World Conference on Shell Structures, San Francisco, 1962.

[2] Booth L.G., Morice P. B.: A preliminary Study of the Wind Pressure Distribution on Hyperbolic Paraboloid Roofs. Proceedings of the Symposium on Shell Research, Delft, 1961.

[3] Reissner E.: Some Aspects of the Theory of Thin Elastic Shells. Proceedings of a Conference on Thin Concrete Shells, Massachusetts, 1954

[4] Petcu V.: Asupra calculului la temperatură al construcţiilor din beton armat din bare de secţiune variabilă. Revista Construcţiilor şi Materialelor de Construcţii nr. 11/1957.

[5] Keintzel E.: Calculul structurilor din beton armat la eforturi din temperatură. Revista Construcţiilor şi Materialelor de Construcţii. nr. 9, 1960.

[6] Soare Mircea: Application des Equations aux Différences finies aux Calcul des Coques. Editions Eyrolles, 1962.

[7] Beleş A., Soare M.: Paraboloidul eliptic şi hiperbolic în construcţii. Edit. Academiei, 1964.

[8] Billington D. P.: Thin Shell Concrete Structures. Edit. Mc. Graw-Hill Book Company, 1965.

[9] Vreedenburgh G. G.: Die Hyparschale und ihre mechanischen Eigenschaften. Bauen und Wohnen nr. 7, 1959.

[10] Ramaswamy G. S., Keshava Rao M. N.: Geometry of thin Shells with special reference to hyperbolic Paraboloids. Indian Concrete Journal, apr. 1961.

[11] Das Gupta N. C.: Using Difference equations to find the Stress in Hypar Shells. Civil Engineering, febr. 1961.

[12] Das Gupta N. C.: Edge Disturbances in a Hyperbolic Paraboloid Civil Eng. and P. W. Review feb. 1963.

[13] Chronowicz A.: Reinforced Concrete Roof to Swimming Pool. Civil Engineering and P. W. Review, Martie, 1963.

[14] Antonino P.: Coperture a Paraboloide Iperbolico, calcolo delle tensioni membranali. Giornale del Genio Civile. Mart. Apr. 1962.

[15] Candela Felix: General Formules for membrane stresses in Hyperbolic Paraboloidical Shells. Journ. Am. Concrete Inst., aprilie 1960.

Structuri de rezistenţă din cabluri de oţel

Ludwig Weisz

Bratislava – R.S.C.

În anul 1827, consilierul minier Albert a folosit pentru prima dată într-o mină din Klausthal un cablu pentru transportul minereului. De atunci se folosesc cabluri de oţel care nici nu ar putea lipsi în epoca modernă în toate ramurile de industrie, iar transporturile maritime, construcţiile miniere, construcţiile civile, transporturile etc. nici nu pot fi imaginate fără cabluri de oţel. Este deci de mirare că acest important element de susţinere a fost folosit pentru prima dată de-abia în anul 1952 ca element de suport la acoperişuri.

Expoziţia mondială de la Bruxelles a dat acestei utilizări un imbold puternic şi în mai toate ţările civilizate au fost executate construcţii mai mici sau mai mari cu acoperişuri suspendate pe cabluri. Trebuie însă relevat că acoperişuri suspendate au fost construite numai izolat şi propriu-zis acest sistem de construcţie a fost folosit intensiv numai în Cehoslovacia.

Pînă la 30 iunie 1966 s-au montat şi s-au acoperit 51 obiecte în suprafaţă totală de 49 682 m². Actualmente sînt în construcţie încă alte 12 obiecte şi după terminarea montării lor vor fi acoperiţi 68 320 m².

În R.S.C. s-au folosit hale cu acoperişuri suspendate în cele mai variate scopuri, ca de exemplu: la hale de sport, hale de gimnastică, depozite, aule pentru şcoli superioare, în economia agricolă pentru maşini, grajduri etc. Apoi au fost acoperite cu cabluri de oţel rezervoare de apă, bazine de epurare în industria chimică şi în fine stadioane pentru patinaj. Posibilitatea de folosire a acestor acoperişuri este nelimitată. Ipoteza de bază este însă ca deschiderile să fie destul de mari, altfel construcţia nu mai este rentabilă.

Forma în plan a halei poate fi arbitrară, după cum o dovedesc construcţiile acoperite pînă acum. La alegerea formei în plan sînt hotărîtoare în primul rînd distribuţia şi costul lucrării. După cum s-a dovedit,

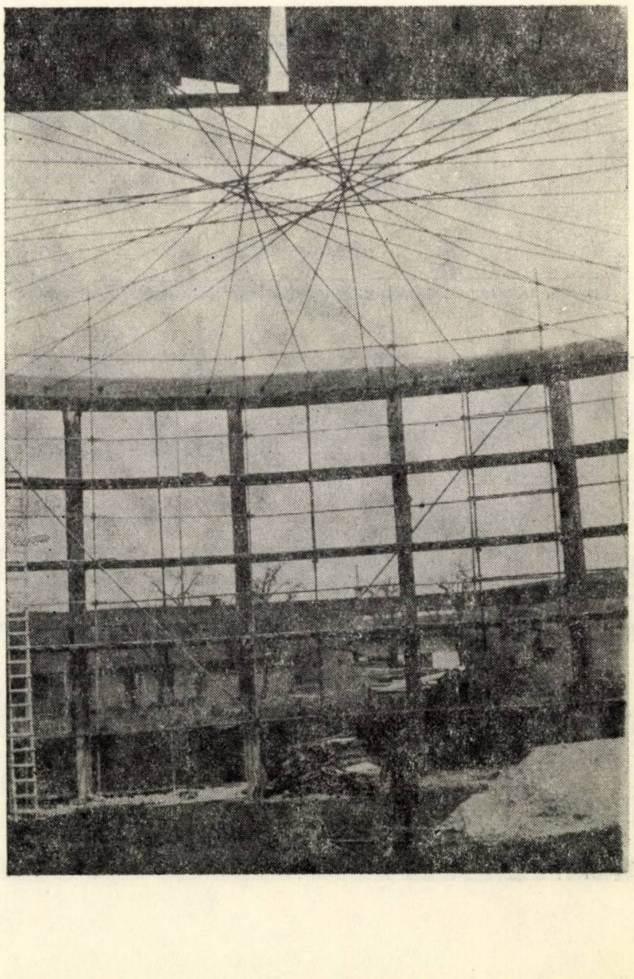
halele circulare sînt cele mai economice şi necesită cel mai scurt timp pentru montajul porţiunii de suport. La serviciile de garaje, aflate în funcţiune, instalaţiile de spălare şi întreţinere funcţionează ca pe bandă rulantă. La depozite, hale de maşini agricole, hale de fabricaţie, există marele avantaj că întreaga suprafaţă acoperită nu are nici un stîlp interior, ceea ce se referă de altfel la hale de orice formă în plan.

Înălţimea halelor poate fi aleasă după nevoie şi nu are influenţă nici asupra inelului de suport, nici asupra învelitorii, deoarece forţele acţionează vertical pe zidurile purtătoare. Numărul şi deschiderea ferestrelor pot fi alese liber, după cum doreşte staticianul.

Halele circulare utilizate ca săli de cazane pentru încălzitul colectiv mai prezintă încă un avantaj: conductele care vin şi pleacă de la cazane nu vor fi sprijinite, aşa cum se obişnuieşte, pe construcţii metalice sau stîlpi de beton, ci vor fi atîrnate cu bare de oţel, prevăzute cu mufe de reglare, de construcţia de suspensie din cabluri. Prin aceasta se elimină în primul rînd stîlpii şi deci nu se pierd spaţii folosibile şi, în al doilea rînd, sistemul de montare este mai economic.

Cablurile de oţel sînt ancorate excentric, astfel încît se realizează o rozetă de cabluri în mijlocul halei (fig. 1). Mărimea deschiderii ce serveşte pentru scurgerea apelor de ploaie depinde de distanţa la care sînt situate punctele de

Fig. 1



ancorare între ele. O distanţă mai mare de 100 cm nu este în nici un caz recomandabilă. Montarea cablurilor se execută după un anumit sistem, la care în mijloc — la rozetă — nu se formează nici o spirală şi nu se foloseşte nici un inel interior (brevet cehoslovac nr. 102985).

La hale de sport şi patinoare, ţinînd seamă de spectatori, forma cea mai avantajoasă este

forma eliptică deoarece majoritatea spectatorilor pot fi aşezaţi în cele două arce mari.

Suportul este un paraboloid hiperbolic, la care cablurile de suport sînt paralele cu axa mică, iar cablurile de suspensie sînt paralele cu axa mare şi aşezate pe cablurile de suport. Cablurile pe direcţia axei mari sînt astfel întinse ca, prin presiunea exercitată de cablurile de suspensie pe cablurile de suport, să rezulte o construcţie relativ stabilă (fig. 2, 3 şi 4).

Cum s-a mai arătat la halele circulare, între cablurile de suport ca şi între cele de suspensie nu trebuie să fie o distanţă mai mare de 100 cm. La această distanţă a cablurilor rezultă pătrate de 100 cm latură şi săgeata reţelei de suport a învelitorii este mică.

O altă formă adesea folosită este un *triunghi echilateral*, în care laturile sînt de formă curbă. Mijlocul laturilor este aşezat mai sus şi vîrfurile lor mai jos. Cu această formă a inelului de susţinere, forţele sînt transmise în cele trei vîrfuri ale triunghiului. Cablurile sînt totdeauna întinse paralel cu laturile, astfel că se formează o reţea de cabluri în triunghiul echilateral. La această construcţie, toate cablurile sînt parţial cabluri de suport şi de suspensie. Este totuşi complicată aşezarea corectă a ţevilor de oţel în armătura inelului de beton. Intersecţia celor trei cabluri trebuie să fie precisă, adică ţevile de oţel pentru mufele de ancorare trebuie turnate cu precizie în inelul de beton, altfel bridele cablurilor nu se pot monta. Forma în plan triunghiular este foarte mult folosită pentru cinematografe şi săli de conferinţe şi a fost folosită în repetate rînduri pînă acum.

Pentru şcoli şi asociaţii sportive, **dreptunghiul** este cel mai corespunzător. Sarcinile acoperişului sînt transmise prin cablurile de suport pe cele două laturi mici ale dreptunghiului, iar cablurile de suport din mijloc fiind mai întinse, se realizează o boltire mai dulce. Prin tensionarea cablurilor de suspensie, cablurile de suport sînt trase în jos, ceea ce permite realizarea stabilităţii necesare a structurii de susţinere (fig. 5).

Una din problemele cele mai greu de rezolvat a fost realizarea **învelitorii**; trebuie avut în vedere că structura de rezistenţă din cabluri de oţel este mai mult sau mai puţin elastică şi deci trebuie ales materialul corespunzător pentru învelitoare. Alcătuirea diferitelor straturi izolatoare depinde de caracterul obiectului. Pentru garaje circulare cu două etaje, la care planşeul intermediar este tot din cabluri de oţel, la depozite, la ferme de găini etc., pentru diametre pînă la 26 m s-a dovedit ca cea mai bună următoarea alcătuire a învelitorii:

1. Cabluri de oţel Ø 16—20 mm, şase liţe cu 42, 76 sau 114 şiruri (cabluri de tracţiune vechi de la funiculare).

2. Ţesătură de oţel (împletitură din sîrmă de oţel): grosimea sîrmei 4—5 mm, ochiurile de 100 × 100 sau 150 × × 150 cm.

3. Pînză de rabiţ (pînza de rabiţ, ţesătura de oţel şi cablurile sînt legate din loc în loc între ele).

4. Două plăci de heraclit de 2,5—3 cm grosime (rosturile dintre plăci sînt umplute cu mortar de ciment, eventual adînciturile umplute cu resturi de heraclit).

5. Un strat de ruberoid, două straturi de carton asfaltat neted (nepresărat cu nisip). Cele trei straturi izolatoare sînt aşezate cruciş, lipite cu bitum fierbinte pe plăcile de heraclit.

6. Ultimul strat, după ungerea cu bitum, este presărat din belşug cu granulaţie de cuarţ.

7. Cablurile de oţel cu ţesătura din sîrmă de oţel este stropită de jos cu mortar de ciment dar *nu* este netezită.

La săli de gimnastică, cinematografe şi alte obiecte folosite cu scopuri culturale s-a utilizat următoarea învelitoare:

1. Cabluri de oţel Ø 20—50 mm, 19, 37 şi 64 sau mai multe sîrme (cabluri de susţinere pentru funiculare).

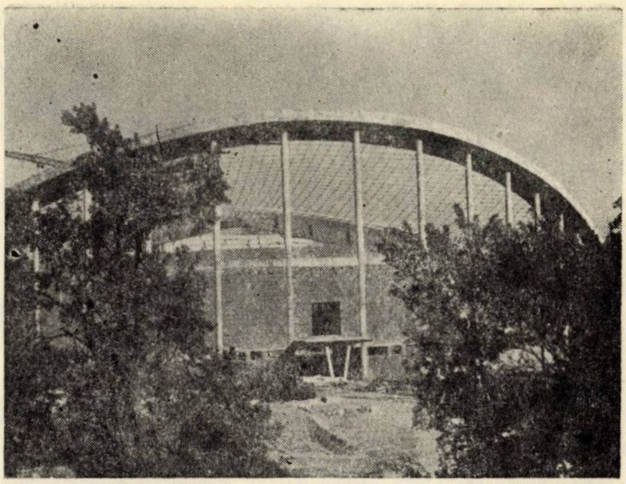


Fig. 2

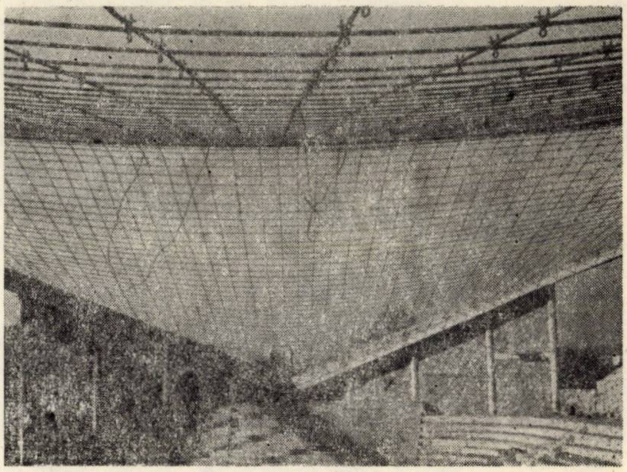
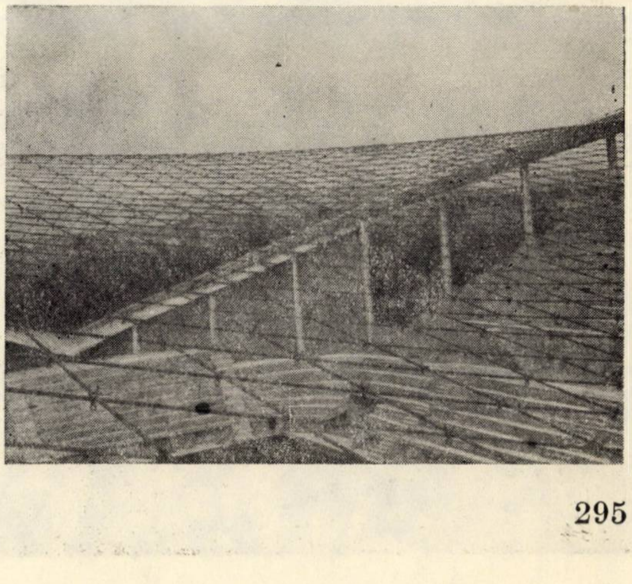


Fig. 3

Fig. 4



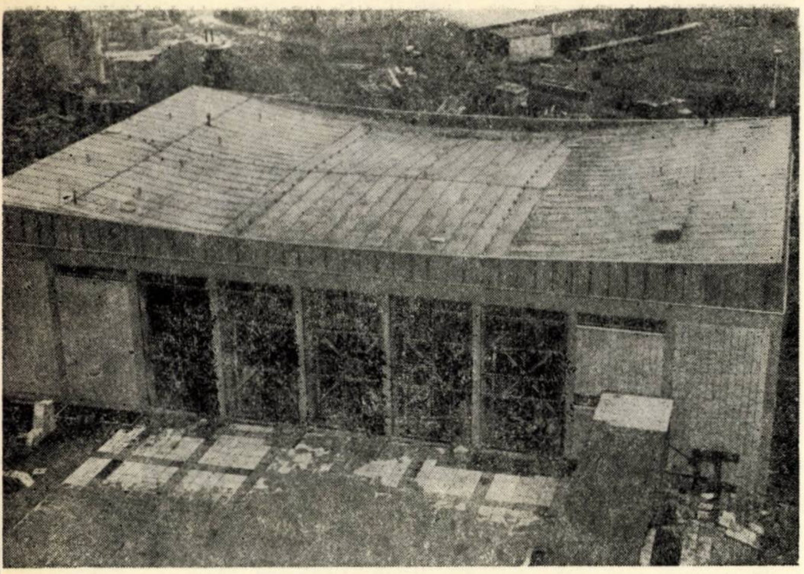


Fig. 5

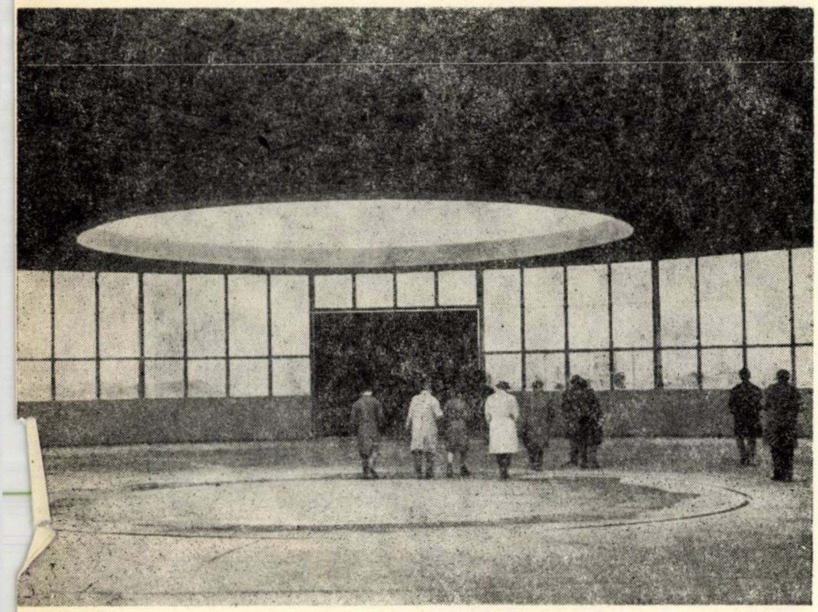
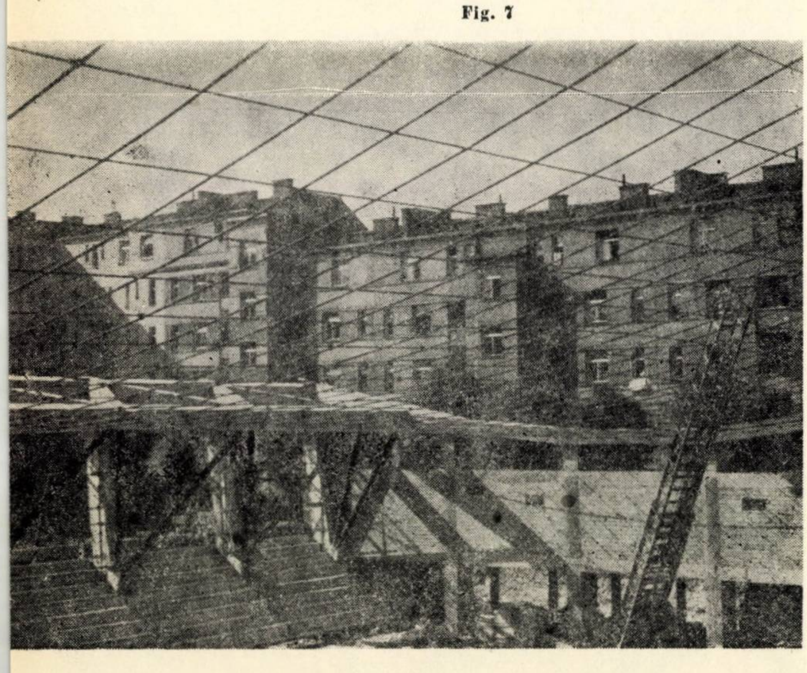


Fig. 6

Fig. 7



2. Cablurile de suport și cele de susținere sînt vopsite întîi cu un material de protecție contra ruginii și apoi cu o vopsea de ulei.

3. Țesătura din fire de oțel: sîrme de 4–5 mm cu ochiurile de 100 × 100 sau 150 × 150 cm.

4. Țesătura din fire de oțel se va trata și vopsi cu aceeași vopsea ca și rețeaua de cabluri.

5. I-Plast sau o altă țesătură cu fibre de sticlă cu ochiuri mici.

6. Carton asfaltat neted.

7. Vată de sticlă de 3 cm grosime între două straturi de carton ondulat.

8. Două straturi din plăci de heraclit (stabilit) de 2,5 sau 3 cm (rosturile sînt umplute cu mortar de ciment).

9. Un strat ruberoid, două straturi carton neted (cele trei straturi izolatoare vor fi așezate în cruce și lipite pe plăcile de heraclit cu bitum fierbinte).

10. Ultimul strat, după ungerea cu bitum, se presară din belșug cu granule de cuarț.

La hale mari se recomandă să se înlocuiască cartonul asfaltat cu foi de aluminiu, care sînt în tot cazul mai costisitoare, dar și mult mai durabile.

Alcătuirea se face după indicațiile de la pct. 1–6. Pe plăcile de heraclit se pune un strat de mortar de ciment de grosimea unei șipci. În acest strat de mortar se îngroapă șipcile de grosimea stratului de mortar și care servesc pentru prinderea foilor de aluminiu. Foile de aluminiu se înnădesc în fałțuri.

Cablurile de oțel. Pentru cablurile de oțel de suport la acoperișuri se utilizează totdeauna aceleași cabluri ca la funiculare. Diametrul cablurilor se ia corespunzător forțelor ce se dezvoltă. La alegerea cablurilor nu se va merge sub un coeficient de siguranță de 3.

Cablurile de susținere, care vor fi totdeauna mai slabe ca cele de suport, au rolul de a trage în jos cablurile de suport și prin aceasta să stabilizeze întreaga construcție. În afară de aceasta, cablurile de susținere servesc la împărțirea sistemului de suport în cîmpuri uniforme, spre a reduce săgețile rețelei de suport. Fiecare cablu de susținere va fi fixat în punctele de încrucișare cu **cleme de cabluri** (bride).

Legătura cu cleme rigidizează întreaga construcție de susținere și, la montare, popii de montaj se pot fixa mai bine. Pe lîngă aceasta, clemele servesc și ca puncte de ancorare pentru porțiunile mai înclinate ale învelitorii. Învelitoarea poate fi legată prin cleme cu rețeaua de rabiț sau de țesătură de sîrmă.

Cel mai important lucru la toate structurile suspendate din cabluri de oțel este **ancorarea.**

La hale cu diametre mai mici, unde apar în cablurile de ancorare forțe mai reduse, folosirea de cleme de cabluri este cea mai avantajoasă. Aceste cleme de cabluri reprezintă, pentru hale circulare pînă la 26 m diametru și învelitoare ușoară, cea mai avantajoasă ancorare. La diametre de 18–26 m sînt necesare trei cleme și la diametre mai mici, două cleme.

La hale de diametre mai mari și în cazurile în care apar forțe mai mari la ancorare, capetele cablurilor trebuie prevăzute cu o mufă. Fixarea prin turnare a mufelor de capăt este o lucrare specială și aceasta trebuie realizată numai de montori conștiincioși și buni cunoscători ai meseriei. Aceste mufe de capăt se execută din oțel turnat și nu se prelucrează în mod special. Mufele trebuie pe cît posibil să fie turnate cu o gaură, astfel încît să corespundă cu grosimile de cabluri utilizate. Modul de ancorare după patentul cehoslovac nr. 103746 este foarte simplu și în primul rînd ieftin. Înainte de 1961 se foloseau ancorări cu șuruburi de rectificare. Dar a reieșit că ancorarea reprezintă circa 50% din costul total al structurii de susținere, astfel că acoperișurile cu tablă nu reveneau mai ieftine decît un acoperiș obișnuit. După introducerea noii ancorări, costul a scăzut simțitor și acesta este motivul pentru care în R.S.C. s-a montat un număr atît de mare de asemenea construcții de acoperișuri.

Considerații privind transportul materialelor pentru lucrările de zidărie, betoane simple și armate și montarea elementelor prefabricate la planșee

Ing. E. Beiu și ing. T. Hossu
Institutul politehnic – Cluj

Transporturile în ansamblul lor constituie un capitol principal în cadrul proceselor de construcții, avînd o mare influență asupra indicilor tehnico-economici globali.

Manopera ce se consumă în această activitate este mare, conducînd la un raport nefavorabil între manopera consumată pentru transportul materialelor și manopera consumată pentru restul activităților (pregătirea și prepararea materialelor și punerea în operă).

Studiul efectuat pe șase șantiere *, aparținînd la trei întreprinderi de construcții, permite să se compare diferitele operații din ansamblul transporturilor, folosind ca unitate de comparație manopera cheltuită, exprimată în om-ore.

Au fost analizate activitățile de transport în cadrul lucrărilor de betoane, zidării, armături și montarea fișiilor prefabricate de planșeu.

Scopul propus a fost de a stabili proporțiile ce se realizează la fiecare din părțile componente ale unei activități complexe de transport, sub aspectul consumului de manoperă, ceea ce va permite în continuare să se facă o diferențiere a factorilor esențiali, de factorii mai puțin esențiali sau chiar neesențiali, în reducerea consumului total de manoperă.

S-a pornit de la ideea că deși procesele sînt aceleași, se manifestă deosebiri mari de la un șantier la altul, sub aspectul tehnologiei de lucru, mijloacelor utilizate și mai ales al organizării transporturilor.

Acest aspect a dus la necesitatea stabilirii consumului de manoperă sub formă de valori medii, cu precizarea limitelor minime și maxime.

În scopul punerii în evidență a consumului de manoperă pe operațiile componente principale ale activității de transport, a fost adoptată schema de principiu din figura 1.

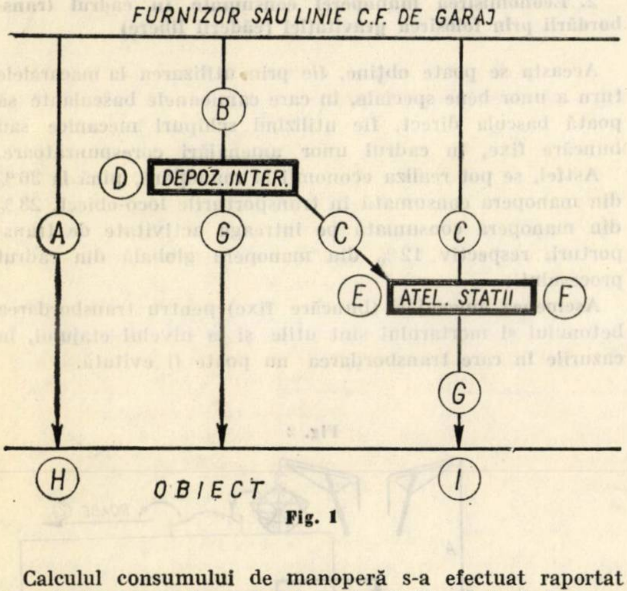


Fig. 1

Calculul consumului de manoperă s-a efectuat raportat la unitatea de măsură luată ca bază (1 m³ de beton pus în operă, 1 m³ de zidărie, 1 t de fier-beton pus în operă, 1 m³ fișii prefabricate montate).

Schemele tehnologice, considerate în funcție de mijloacele de transport pe verticală din raza obiectului, au fost următoarele :

— *pentru beton și zidării* :
macara turn, macara catarg 23 August și B. 15, macara Pioner, bob cu platformă și transport numai pe orizontală (beton în fundații) ;

— *pentru armături* :
aceleași scheme de lucru, utilizîndu-se numai mijloacele cu dispozitiv de agățare cu cîrlig ;

— *pentru fișii prefabricate* :
schema 1 — mijloace de transport pe verticală cu rază de acțiune pe orizontală (macarale turn) și schema 2 — mijloace de transport fără rază de acțiune pe orizontală (automacarale, macarale B. 15, macarale Pioner ș. a.).

Transportul betonului și al mortarului de la stații centrale la obiect, al armăturilor de la atelierele centrale la obiect, al fișiilor prefabricate de la depozit la obiect, s-a efectuat prin mijloace autobasculante, respectiv platforme sau tractoare cu remorci-platformă.

În cazul armăturilor confecționate la obiect, transportul de la banc, în majoritatea cazurilor, s-a efectuat prin purtat direct.

Consumul de manoperă pe activități componente pentru lucrările sus amintite este prezentat în tabelele 1 și 2.

Din analiza tabelelor 2 și 3 se desprinde faptul că raportul dintre manopera consumată în transporturi și manopera total consumată, în cadrul procesului respectiv este diferit de la un proces la altul.

Rezultă o primă concluzie și anume că, în preocuparea pentru reducerea consumului de manoperă, tehnologul trebuie să se orienteze diferit de la un proces de construcții la altul.

În cazul armăturilor, unde manopera cheltuită în cadrul transporturilor este de numai 8,9 %, atenția trebuie acordată, în primul rînd, raționalizărilor posibile în operațiile de confecționare și de punere în operă.

În această direcție, se recomandă centralizarea confecționării armăturilor în ateliere dotate cu cele mai eficiente mijloace de muncă și introducerea pe scară largă a carcaselor preasamblate.

În cazul proceselor de montare a fișiilor prefabricate de planșeu, de executare a betoanelor și zidăriilor, la care manopera cheltuită în cadrul transporturilor reprezintă 61 %, 51 % respectiv 45,7 % din totalul manoperei consumate în cadrul procesului, atenția trebuie îndreptată, în primul rînd, spre raționalizările posibil de efectuat în operațiile de transport.

Analizînd în continuare procesele la care manopera cheltuită în cadrul transporturilor este preponderentă, se observă că proporția între manopera consumată și transporturile exterioare obiectului și manopera consumată în transporturile din raza obiectului este diferită de la proces la proces.

Rezultă o a doua concluzie și anume că, urmărind reducerea manoperei cheltuite în transporturi, tehnologul trebuie să acționeze fie asupra transporturilor exterioare, fie asupra transporturilor din raza obiectului, în funcție de natura procesului de construcții respectiv.

În cazul montării fișiilor prefabricate pentru planșee, transporturile exterioare, care au ca obiectiv aprovizionarea fișiilor la obiect, consumă întreaga manoperă de transport.

Atenția trebuie deci acordată acestei categorii de transporturi, urmărind mecanizarea operațiilor de încărcare și descărcare, eliminarea sau cel puțin evitarea pe cît posibil a depozitelor intermediare ș. a.

Pentru alte categorii de procese se mai poate adăuga : alegerea corespunzătoare a mijloacelor de transport, a echipamentelor, conteinerizarea materialelor ș. a.

În cazul executării betoanelor și zidăriilor, transporturile și manipulările materialului din raza obiectului consumă un procent ridicat din manopera cheltuită total în transporturi.

---

* Au fost cercetate unele șantiere din regiunile Crișana, Cluj și Maramureș.

Tabela 1

Consumul de manoperă global repartizat pe activități componente

Nr. crt.	Denumirea activităţilor	Betoane (m³)		Zidării (m³)		Armături (t)		Prefabricate (fişii) (t)			
		Consum mediu		Consum mediu		Consum mediu		Consum mediu			
		(ore)	(%)	(ore)	(%)	(ore)	(%)	(ore)		(%)	
								Sch. 1	Sch. 2	Sch. 1	Sch. 2
1	Transporturi în exteriorul obiectului (A, B, C, G)	1,79	25,5	1,72	18,0	5,60	6,7	0,70	2,47	39	61
2	Manipulări intermediare în depozite, staţii, ateliere (D, E)	0,05	1,0	—	—	1,29	1,6	—	—	—	—
3	Transporturi şi manipulări locale în raza obiectului (H)	1,78	25,5	2,68	27,7	1,79	2,2	0,07	—	4	—
4	Preparare-pregătire materiale (F)	1,58	22,5	0,60	6,3	40,50	50,0	—	—	—	—
5	Punere în operă (I)	1,79	25,5	4,60	48,0	32,10	39,5	1,04	1,54	57	39
	TOTAL . . .	6,99	1 00,0	9,60	100,0	81,28	100,0	1,81	4,01	100	100

Astfel, în cazul betoanelor se cheltuieşte tot atîta manoperă pentru o distanţă de cîţiva zeci de metri, în raza obiectului, ca şi pentru transportul materialelor componente de la balastieră sau linia de garaj la staţia de preparare şi de la staţia de preparare la obiect.

În cazul zidăriilor, raportul este şi mai defavorabil, manopera consumată în transporturile din raza obiectului reprezentînd circa 61% din totalul manoperei cheltuite în transporturi.

Aceste raporturi necorespunzătoare, în cazul lucrărilor de betoane şi zidării, duc la concluzia că preocuparea trebuie acordată cu prioritate raţionalizării transporturilor şi manipulărilor din raza obiectului.

Urmărind care sînt factorii principali care duc la un consum mai mare sau mai mic de manoperă, s-a procedat la gruparea acestui consum pe procese şi scheme tehnologice de bază în cadrul tabelei 3.

Consumul de manoperă în transporturile din raza obiectului variază în limite foarte largi : în cazul executării betoanelor, între 5% şi 39% din manopera globală cheltuită în cadrul procesului, iar în cazul executării zidăriilor, între 20% şi 35% din manopera globală cheltuită în cadrul procesului.

Tabela 2

Variaţia consumului de manoperă pentru transporturi, pe procese, exprimat în procente faţă de consumul global

Procesul % Operaţia	Armături (%)	Zidărie (%)	Betoane (%)	Fişii prefabricate (%) (Sch. 2)
Transporturi în ansamblu . .	8,9	45,7	51,0	61
Transporturi exterioare obiectului	6,7	18,0	25,5	61
Transporturi în raza obiectului	2,2	27,7	25,5	—

Tabela 3

Variaţia consumului de manoperă pentru transporturile din raza obiectului, în funcţie de mijlocul de muncă şi de schema tehnologică utilizată, exprimat în procent faţă de consumul global

Procesul	Macara turn (%)	Macara catarg (%)	Macara Pioner (%)	Bob
Betoane	5— 7	32—39,7	35	—
Zidării	20—35	28	28	23
Armături	1	3	3	—

O analiză a datelor din tabela 3 arată că consumul de manoperă pentru transportul din raza obiectului variază în cadrul aceluiaşi proces în funcţie de mijlocul de bază utilizat.

Faptul însă că indicii de manoperă ce se obţin pentru acelaşi mijloc variază în limite foarte largi, înseamnă că avantajul şi calitatea unui mijloc se păstrează numai atunci cînd schema tehnologică în ansamblul ei corespunde calitativ mijlocului de bază ales.

Cele mai importante măsuri, care influenţează pozitiv calitatea schemei în ansamblu, sînt următoarele :

1. Evitarea transbordărilor betonului, mortarului şi cărămizii la obiect la nivelul solului, prin aplicarea conteinerizării

În ceea ce priveşte conteinerizarea cărămizii, problema este mai complexă, deoarece tipurile existente de conteinere au ieşit din uz. Este necesar, deci, a se elabora studii privind dotarea unităţilor de construcţii cu echipamente şi mijloace moderne pentru conteinerizare.

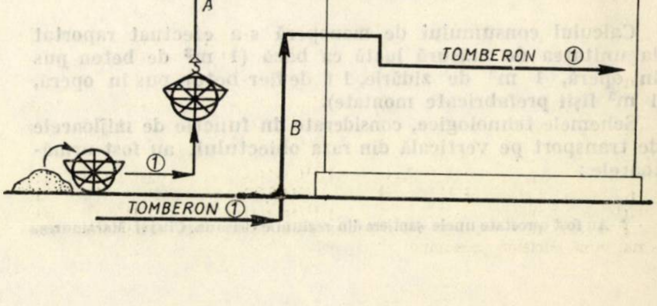
2. Economisirea manoperei consumate în cadrul transbordării prin folosirea gravitaţiei (căderii libere)

Aceasta se poate obţine, fie prin utilizarea la macaralele turn a unor bene speciale, în care camioanele basculante să poată bascula direct, fie utilizînd schipuri mecanice sau buncăre fixe, în cadrul unor amenajări corespunzătoare.

Astfel, se pot realiza economii la manoperă, pînă la 36% din manopera consumată în transporturile loco-obiect, 23% din manopera consumată pe întreaga activitate de transporturi, respectiv 12% din manopera globală din cadrul procesului.

Asemenea amenajări (buncăre fixe) pentru transbordarea betonului şi mortarului sînt utile şi la nivelul etajului, în cazurile în care transbordarea nu poate fi evitată.

Fig. 2



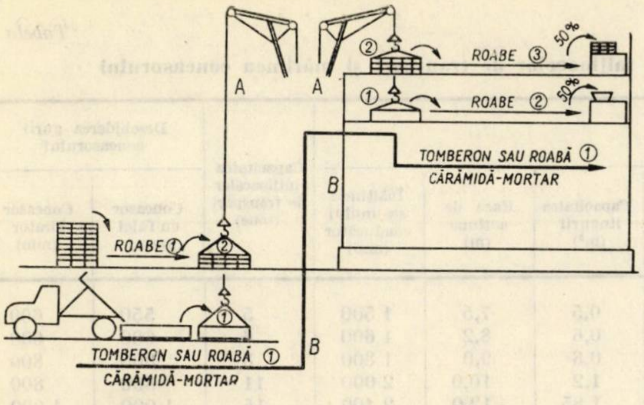


Fig. 3

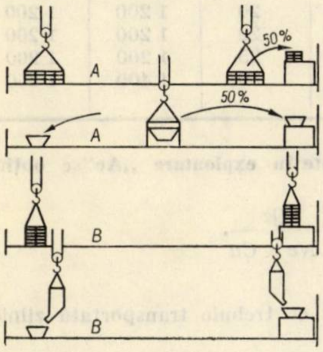


Fig. 4

De un real folos se dovedeşte utilizarea autoagitatoarelor pentru transportul betonului şi mortarului la obiect, care fie că elimină complet transbordarea (în cazul betoanelor în fundaţii), fie că dau posibilitatea efectuării acesteia în orice tip de benă, fără alt mijloc sau instalaţie intermediară.

3. Utilizarea loco-obiect a unor mijloace de transport sau echipament care să nu fie schimbate pe parcursul transportului (fig. 2, 3, 4)

Procedînd astfel, consumul de manoperă se reduce mult, datorită eliminării transbordărilor intermediare.

Ordinul de mărime al economiilor este indicat în cadrul fiecărei figuri.

Trebuie avut în vedere că pentru a aplica prevederile de mai sus este necesar ca şantierele să fie dotate cu schele şi podine de inventar, corespunzătoare efectuării circulaţiei inventarului de mică mecanizare şi depozitării materialelor. De asemenea ar fi utilă elaborarea unui studiu privind dotarea întreprinderilor cu echipamente de inventar de mică mecanizare, îmbunătăţite.

Ca o concluzie generală la problemele dezbătute în cadrul articolului rămîne faptul că la procesele de construcţii din faza de roşu în care se manipulează materialele de masă, manopera cheltuită în cadrul transporturilor este foarte mare.

Reducerea acesteia trebuie să constituie o permanentă preocupare.

Orientarea asupra operaţiilor mai deficitare, sub aspectul manoperei consumate, va diferi în funcţie de procesul de construcţie respectiv.

Bibliografie

[1] Ileana N. ş.a. : Curs de organizarea şi planificarea lucrărilor de construcţii, Ed. didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1963.

[2] Negru R. : Tehnologia lucrărilor de construcţii, ed. II, Ed. Tehnică, Bucureşti, 1964.

[3] * * * : Studiul INCERC privind fişe tehnologice pentru prepararea şi transportul betonului. Editat de CDCAS – INCERC, 1963.

Eficienţa economică a transporturilor auto la carierele M.I.C.

Ing. C. Brînzeu
IPIMPC

INTRODUCERE

Cu ocazia elaborării normativului pentru proiectarea, executarea şi recepţionarea drumurilor industriale, s-a cerut de mai mulţi participanţi la această elaborare să publicăm un exemplu de calcul al eficienţei economice a transporturilor auto. Le satisfacem cererea arătînd, în cele ce urmează, modul cum se stabileşte eficienţa economică a transporturilor auto de la carierele de calcar, marnă, argilă, ghips etc. la fabricile exploatate de Ministerul Industriei Construcţiilor. Totodată se dă un exemplu de calcul concret şi anume cel ce s-a efectuat pentru stabilirea eficienţei economice a transporturilor auto de la cariera de calcar la fabrica de ciment şi var Tg. Jiu *.

★

Stabilirea eficienţei economice a transporturilor auto de la cariere la fabricile respective comportă următoarele operaţii :

— armonizarea metodei de exploatare a carierei (metoda de împuşcare, înălţimea frontului), cu mărimea cupei excavatorului, cu capacitatea utilă a autobasculantelor şi cu mărimea gurii concasorului ;

— stabilirea unor elemente proprii mijloacelor auto necesare calculului ;

— stabilirea cheltuielilor anuale ;

— calculul parametrilor eficienţei economice ;

— interpretarea rezultatelor.

ARMONIZAREA METODEI DE EXPLOATARE A CARIEREI CU EXCAVATORUL, AUTOBASCULANTA ŞI CONCASORUL

Este foarte important, pentru a se obţine cea mai bună eficienţă economică la exploatarea carierelor, inclusiv transportul şi concasarea pietrei, să se aleagă cea mai potrivită metodă de împuşcare pentru zăcămîntul respectiv şi să se armonizeze cu această metodă excavatorul, mijloacele de transport şi mărimea concasorului.

Împuşcarea în serie, la înălţimi reduse ale frontului de exploatare, dă cantităţi mici de material şi necesită deci un număr mic de excavatoare. Împuşcarea cu cameră de mină conduce la material de dimensiuni mari, pentru încărcarea căruia sînt necesare excavatoare cu mare putere de rupere. Materialul rezultat de la împuşcarea cu găuri mari de sondă este întotdeauna potrivit încărcării cu excavatorul.

---

*) Se menţionează că paralel cu eficienţa economică a transporturilor auto s-a calculat şi eficienţa economică a altor moduri de transport ca : benzi transportoare, hidrotransport, C.F.N., C.F.I., precum şi transporturi mixte, ca : auto + C.F.N. sau auto + C.F.I., rezultînd că transportul auto direct prezintă cea mai bună eficienţă economică.

Tabela 1

Armonizarea metodei de împuşcare cu capacitatea mijloacelor de transport şi mărimea concasorului

Metode de împuşcare	Excavator					Capacitatea mijloacelor de transport (tone)	Deschiderea gurii concasorului	
	Înălţimea peretelui carierei (m)	Mărimea bucăţilor (mm)	Capacitatea lingurii (m^3)	Raza de acţiune (m)	Înălţimea scaunului conducător (mm)		Concasor cu fălci (mm)	Concasor girator (mm)
Împuşcarea în serie	10	420	0,5	7,5	1 500	5	550	600
Împuşcare în serie, camere şi găuri mari	12	480	0,6	8,2	1 600	6	600	600
Împuşcare în camere şi găuri mici . .	14	540	0,8	9,0	1 800	8	800	800
Împuşcare în camere şi găuri mici . .	17	600	1,2	10,0	2 000	11	800	800
Împuşcare în camere şi găuri mici . .	21	710	1,85	12,0	2 400	15	1 000	1 000
Împuşcare în camere şi găuri mici . .	27	800	2,8	14,0	2 800	20	1 200	1 200
Împuşcare cu găuri şi sondă	32	880	3,3	15,0	3 000	22	1 200	1 200
Împuşcare cu găuri şi sondă	35	940	4,0	16,5	3 300	25	1 200	1 200
Împuşcare cu găuri şi sondă	40	1 000	5,6	19,0	3 800	30	1 400	1 350

Mijloacele de transport auto trebuie astfel alese, încît la încărcare să nu se producă timpi morţi. Ele depind de mărimea cupei excavatorului, care la rîndul ei este determinată de înălţimea frontului de exploatare al carierei, de mărimea materialului rezultat din împuşcare şi de raza de acţiune a excavatorului pe care o dorim. Pentru excavatoare mici, raportul între capacitatea lingurii şi capacitatea utilă a autobasculantei poate fi 1 : 8, iar pentru excavatoare mai mari acest raport poate ajunge la 1 : 3,5. Mărimea materialului ce se dă la concasor nu trebuie să întreacă 2/3 din deschiderea acestuia, pentru ca materialul să poată trece uşor prin concasor. Spargerea bucăţilor mai mari este mai indicată decît gîtuirile ce le poate produce în funcţionarea concasorului.

În tabela 1 se arată, după K. Stumf [1], cum trebuie armonizată metoda de exploatare a carierei (metoda de împuşcare şi înălţimea frontului de exploatare) cu capacitatea utilă a mijloacelor de transport şi cu mărimea concasorului.

ELEMENTELE NECESARE CALCULULUI

Viteza de calcul a autobasculantelor „Ve". Stabilirea vitezelor de calcul ale autobasculantelor se face ţinînd seamă de : viteza autobasculantei (dată de prospect) la declivităţile din profilul în lung al drumului şi de viteza de proiectare a diferitelor sectoare ale drumului. Viteza astfel calculată se reduce la viteza legală, stabilită prin regulamentele M.A.I. pentru diferite categorii de vehicule (autobasculante independente, tren de remorci auto etc.) şi categorii de drum (în localităţi sau în afara lor).

Durata unui ciclu „Dc" se compune din :

— durata transportului propriu-zis :

$$Dt = \frac{K \times 2 \times d \times 60'}{Vc},$$ în care d este distanţa de transport, iar K un coeficient de neregularitate în transporturi, variabil de la caz la caz ;

— durata încărcării autobasculantei :

$$Di = \frac{Cu \times 60'}{Pe},$$ în care Cu este capacitatea utilă a autobasculantei în tone, iar Pe este productivitatea tehnică a excavatorului în tone pe oră ;

— durata descărcării autobasculantei Dd, care, conform cronometrărilor făcute, variază între 1,5—2,5 minute.

Numărul de cicluri pe zi ale unei autobasculante Nc se determină din relaţia :

$$Nc = \frac{n \times 60'}{Dc}$$

în care

n este numărul de ore efectiv folosite pe zi la transporturi (opt ore într-un schimb, 15 ore în două schimburi etc.).

Numărul de autobasculante în exploatare „Ae" se obţine din relaţia :

$$Ae = \frac{Qz}{Nc \times Cu},$$

în care

Qz este cantitatea ce trebuie transportată zilnic, în tone.

Parcul total de autobasculante se obţine adăugîndu-se la numărul Ac de autobasculante necesare în exploatare, un procent de circa 20 % autobasculante aflate în reparaţie.

Preţul autobasculantelor se ia din oferte, în cazul unor autobasculante din import, iar *investiţia în parcul de autobasculante* se obţine înmulţindu-se preţul unei autobasculante cu numărul total de autobasculante.

Investiţia în drum şi lucrări anexe cuprinde atît sumele necesare pentru construirea drumului propriu-zis şi a anexelor sale (iluminat, cantoane etc.), cît şi sumele necesare pentru construirea atelierului de reparaţii zilnice ale autobasculantelor, instalaţiile şi construcţiile necesare pentru combustibilii folosiţi la transporturi etc.

Forţele de muncă necesare pentru efectuarea transporturilor auto se compun din : conducători auto (cîte unul pe schimb de autobasculantă), şefi de tură (unul de fiecare schimb), muncitori calificaţi şi necalificaţi pentru întreţinerea şi repararea zilnică (nu capitală) a autobasculantelor, cantonieri şi eventual picheri, pentru întreţinerea drumului, conducători auto pentru transportul combustibililor, şefi de garaj şi şef de serviciu al transporturilor auto. Aceste forţe de muncă se stabilesc de la caz la caz în funcţie de tipul şi numărul autobasculantelor, de lungimea drumului etc.

Lucrînd în două schimburi, se poate considera că sînt necesari 3,5 muncitori de fiecare autobasculantă, dacă acestea nu sînt mai multe de 20 şi de 3 muncitori de fiecare autobasculantă pentru cazul cînd acest număr este mai mare de 20.

Cheltuielile de funcţionare ale autobasculantelor la 100 km parcurşi se calculează ţinînd seamă de consumurile specifice de benzină (motorină) şi ulei ale fiecărui tip de autobasculantă, precum şi de consumul de cauciucuri (cameră + anvelopă) considerînd că un cauciuc nou trebuie schimbat după 32 400 km parcurşi, conform normelor în vigoare.

Cheltuielile de întreţinere şi reparare curentă a autobasculantelor stabilite conform HCM 680/959, HCM 15/962 şi HCM 1 279/1962 revin (pentru un camion greu sau semigreu) la :

— o spălare la 250 km. . 4,42 lei sau 1,76 lei/100 km

— o gresare între 800 şi 1 000 km . . . . 7,00 lei sau 0,77 lei/100 km

— o revizie tehnică la 4 700 km . . . . 72,00 lei sau 1,55 lei/100 km

— o reparaţie curentă la 10 000 km :

153 ore × 14,5 lei/oră = 2 218,50 lei sau 22,18 lei/100 km.

Pentru autobasculantele cu capacitate utilă mai mare de 10 t este indicat ca aceste cheltuieli să fie sporite cu 50–75%.

CHELTUIELI ANUALE

Salariile forțelor de muncă arătate anterior se stabilesc pe baza cîștigului mediu, inclusiv C.A.S., realizat de categoriile de lucrători care funcționează la transporturi în sectorul de industrie respectiv. Trebuie ca CSNMS să aprobe majorarea salariilor pentru șoferii autobasculantelor cu peste 20 t capacitate utilă.

Cheltuielile anuale de funcționare, întreținere și reparare a autobasculantelor se stabilesc înmulțindu-se numărul de km parcurși de toate autobasculantele în timp de un an cu cheltuielile respective pe km.

Cheltuielile de amortizare a autobasculantelor se iau din anexele la Decretul 555/1953. Conform acestui decret cota de amortizare pentru autocamioane este de 18%.

Cheltuielile anuale de întreținerea și repararea curentă a drumului se stabilesc de la caz la caz, ținînd seama de tipul îmbrăcăminții rutiere, de trafic, de condițiile locale etc. Cotele de întreținere anuală în % din valoarea investiției în sistemul rutier, după E. Neumann [2], sînt :

- beton asfaltic, asfalt turnat 3–5%
- pavaje de pavele normale, calîpuri 2–5%
- beton de ciment 1–4%

Cheltuielile de amortizarea investiției la drum și anexe se stabilesc conform Decretului nr. 555/1953, ținînd seamă de sectorul industrial în care se încadrează drumul respectiv. Astfel, în sectorul ciment, var, ipsos, cota de amortizare este de 3,8%, în sectorul ceramicei 6,3%, la cariere 4,4% etc.

PARAMETRII EFICIENȚEI ECONOMICE

Indicatorii tehnico-economici (parametrii) ai investițiilor productive, care fundamentează eficiența economică a acestora, sînt arătați în anexa nr. 1 la HCM nr. 3 060/1966. În cele ce urmează, fiind vorba de transporturi în cadrul unei fabrici, se arată numai parametrii specifici transporturilor auto, urmînd ca ceilalți parametri ceruți de HCM nr. 3 060/966 să fie calculați pentru întreaga investiție a fabricii.

Prețul de cost al transportului în lei/tonă și în lei/tona/km se stabilesc împărțindu-se cheltuielile anuale totale la cantitatea anuală de transportat în tone, respectiv și la distanța de transport în km.

Investiția totală în drum și autobasculante se obține adunîndu-se la investiția în drum (inclusiv anexele) și investiția în parcul de autobasculante (inclusiv anexele).

Durata de recuperare a surplusului de investiție dintre două variante se obține prin împărțirea surplusului de investiție la economia anuală ce se realizează la prețul de cost al transportului.

Productivitatea muncii se află împărțindu-se cantitatea totală transportată anual la numărul de lucrători folosiți la transporturi.

EFICIENȚA ECONOMICĂ A TRANSPORTULUI AUTO DE CALCAR LA FABRICA DE CIMENT TG.-JIU

În tabela 2 sînt arătate elementele de calcul, cheltuielile anuale și parametrii eficienței economice a transportului auto de calcar la fabrica de ciment Tg.-Jiu. Calculul eficienței economice a transportului auto s-a făcut pentru șase tipuri de autobasculante și anume : Carpați, Bucegi, Tatra, Belaz 540 (fig. 2), Kaelble (fig. 1) și Belaz 540 B, avînd capacități utile de 3, 5, 10, 27, 33 și 45 tone. Distanța de transport, cantitatea de transportat, programul de lucru etc., sînt arătate în coloana „observații” a tabelului.

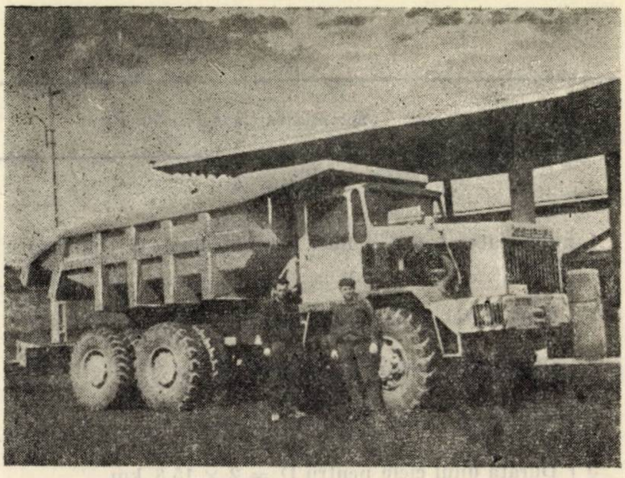


Fig. 1

Din examinarea *cheltuielilor anuale* rezultă următoarele aspecte interesante :

— **Cheltuielile de funcționare a autobasculantelor** afectează, în cea mai mare măsură, prețul de cost al transportului, reprezentînd 34 — 42% din acest preț. Este foarte important, deci, să se reducă consumul de combustibili și de cauciucuri, ceea ce se poate obține, atît prin motoare și cauciucuri cu consumuri reduse, cît și prin construirea de drumuri cu îmbrăcăminți rutiere moderne perfecționate. Se observă, de asemenea, că aceste cheltuieli descresc ușor cu creșterea capacității utile a autobasculantelor.

— Pe locul doi se situează *cheltuielile de amortizare a autobasculantelor*, care reprezintă între 33,80% din prețul de cost al transportului la autobasculantele Belaz 540 B și 9% din prețul de cost la autobasculanta Carpați. Aceste cheltuieli apar exagerate și se datorează cotei de amortizare mari (18%) a autobasculantelor prevăzute în Decretul nr. 555/953, în raport cu alte mijloace de transport (locomotive 3,7%).

— Urmează în ordine *cheltuielile de întreținere și reparare a autobasculantelor* (23–7,25% din prețul de cost) și *salariile muncitorilor folosiți în transporturi* (22,6–6,35% din prețul de cost), care descresc substanțial cu creșterea capacității utile a autobasculantelor.

— **Cheltuielile de amortizare a investiției în drum**, reprezentînd 14–2,95% din prețul de cost al transportului, și *cheltuielile de întreținere și repararea drumului*, reprezentînd 3,50–0,85% din prețul de cost al transportului, sînt, după cum se vede, cheltuieli reduse în raport cu celelalte și de aceea lucrările pe care le reprezintă nu trebuie minima-

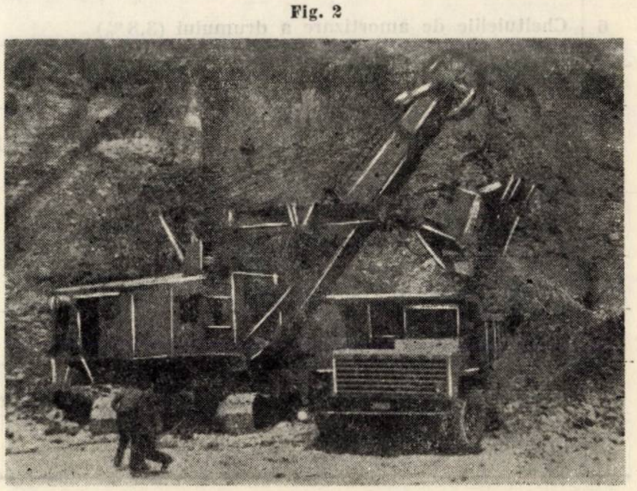


Fig. 2

Eficienţa economică a transporturilor auto

Nr. crt.	Specificarea elementelor de calcul	Unitatea de măsură	Tipul de	
			Carpaţi St. R. 131	Bucegi St. R.
				A. Elemente
1	Greutatea totală a unei autobasculante şi repartizarea pe osii	t	$1\times1{,}66+1\times$ $\times4{,}375=6{,}035$	$1\times2{,}22+1\times$ $\times6{,}60=8{,}82$
2	Capacitatea utilă a autobasculantei	t	3	5
3	Capacitatea lingurii excavatorului	m^3	0,5	0,75
4	Viteza de calcul a autobasculantelor	km/oră	50	50
5	Durata unui ciclu pentru D = 2 × 15,8 km	minute	55	56
6	Numărul de cicluri pe zi (15 ore efectiv)		16	16
7	Numărul de autobasculante în exploatare	buc.	184	110
8	Parc total de autobasculante	buc.	220	132
9	Preţul unei autobasculante	mii lei	75	87
10	Preţul autobasculantelor în lei pe kg de greutate moartă	lei/kg	25	23
11	Investiţia în parcul de autobasculante	mii lei	16 500	11 484
12	Investiţia în drum şi lucrări anexe	mii lei	25 000	25 000
13	Forţe de muncă necesare	oameni	429	263
14	Km parcurşi pe an, de toate autobasculantele	mii km	28 737	17 252
15	Cheltuielile de funcţionare a autobasculantelor	lei/100 km	45,82	49,06
16	Cheltuielile de întreţin. şi repar. curentă ale autobasculantelor	lei/km	0,27	0,27
				B. Cheltuieli
1	Salarii	mii lei	7 392 (22,6 %)*	4 535 (21,60 %)*
2	Cheltuielile de funcţionare a autobasculantelor	„ „	13 160 (40 %)*	8 450 (40 %)*
3	Cheltuielile de întreţinere şi reparare ale autobasculantelor	„ „	7 750 (23,6 %)*	4 650 (22,25 %)*
4	Cheltuielile de amortizare a autobasculantelor (18 %)		2 970 (9 %)*	2 020 (9,65 %)*
5	Cheltuielile de întreţinere şi repararea drumurilor (1 %)	„ „	250 (0,85 %)*	250 (1,25 %)*
6	Cheltuielile de amortizare a drumului (3,8 %)	„ „	950 (2,95 %)*	950 (4,50 %)*
7	Alte cheltuieli	„ „	328 (1 %)*	145 (0,75 %)*
	TOTAL CHELTUIELI ANUALE	mii lei	32 800	21 000
				C. Parametrii efi
1	Preţul de cost al transoprtului	lei/tonă	12,40	7,93
2	Preţul de cost al transportului	lei/tonă km	0,78	0,50
3	Investiţia totală drum + autobasculante	mii lei	41 500	36 484
4	Surplusul de investiţie faţă de ,,Bucegi'' se amortizează în	ani	—	—
5	Productivitatea muncii	tone calcar om transp.	6 180	10 700

Tabela 2

pentru diferite tipuri de autobasculante

autobasculantă folosită				Observații
Tatra DC 5A	Belaz 540	Kaelble 32 E8 T	Belaz 540 B	
de calcul				
1×3,97+2××8=19,97	1×15,59+1××32,41=48	1×11,5+2××23=57,5	1×12,4+1×31++1×32=75,4	1) Distanța de transoprt = 15,8 km
10	27	33	45	2) Cantitatea de transportat : — Anual = 2 650 000 t — Zilnic = 8 830 t
1	4	4	4	3) Programul de lucru : — 300 zile pe an ; — 2 schimburi pe zi
46	42	40	42	
64	65	69	70	4) S-a armonizat productivitatea excavatoarelor cu a autobasculantelor
14	14	13	13	5) În calcule nu sînt cuprinse elementele de extracție și încărcare în autobasculante
63	24	21	15	
76	29	25	18	6) Tariful oficial (TRTMA 1963) pentru transportul la 16 km distanță este de 15,80 lei/t calcar, în care nu sînt cuprinse cheltuielile pentru întreținerea, repararea şi amortizarea drumului, care reprezintă 3,80 — 17,50 % din prețul de cost
227	900	940	1 300	
22,7	42,7	38,3	42,7	
17 250	26 100	23 500	23 400	*) Procente din prețul de cost al transportului
27 800	44 000	41 370	44 000	
174	79	68	54	
8 625	3 193	2 614	1 916	
81,15	152,65	181,90	221,80	
0,27	0,40	0,40	0,47	
anuale:				
2 644 (16 %)*	1 140 (8 %)*	1 022 (7,75 %)*	790 (6,35 %)*	
6 999 (42 %)*	4 860 (34 %)*	4 755 (36,25 %)*	4 240 (34,25 %)*	
2 329 (14 %)*	1 275 (9 %)*	1 045 (8 %)*	900 (7,25 %)*	
3 105 (18,70 %)*	4 700 (33 %)*	4 220 (32,10 %)*	4 210 (33,80 %)*	
278 (1,60 %)*	440 (3 %)*	414 (3,15 %)*	440 (3,50 %)*	
1 056 (6,35 %)*	1 750 (12 %)*	1 570 (12 %)*	1 750 (14 %)*	
139 (1,35 %)*	135 (1 %)*	124 (0,75 %)*	120 (0,85 %)*	
16 550	14 300	13 150	12 450	
cienței economice				
6,23	5,40	4,95	4,70	
0,40	0,34	0,31	0,30	
45 050	70 100	64 870	67 400	
1,90	5,15	3,57	3,61	
15 250	33 600	39 000	49 000	

lizate, cu atît mai mult cu cît de ele depinde reducerea cheltuielilor de funcționare a autobasculantelor, viteza de circulație etc.

În figurile 3, 4 și 5 se arată cum variază *parametrii eficienței economice a transporturilor auto*, cu capacitatea utilă a autobasculantelor. În figura 3 se vede că prețul de cost al transportului descrește considerabil cu creșterea capacității utile a autobasculantelor : de la 12,40 lei/t (0,78 lei pe t/km) pentru autobasculanta Carpați la 4,70 lei pe t (0,30 lei pe t/km) pentru autobasculanta Belaz 540 B. Menționez că în tariful oficial (TRTRA 1963) pentru transportul la 16 km distanță, prețul este de 15,80 lei/t în care nu sînt cuprinse cheltuielile pentru întreținerea, repararea și amortizarea drumului, care reprezintă 3,80—17,50% din prețul de cost al transportului.

În figura 4 se vede că în timp ce capacitatea utilă a crescut de 15 ori (de la 3 la 45 t), investiția a crescut numai cu 100%. Pe de altă parte, trebuie remarcat că investiția în parcul de autobasculante reprezintă 32 — 40% din investiția totală, deci este tot atît de important ca o dată cu reducerea investiției la drum și anexe să se obțină și o reducere a investiției în autobasculante, în special la autobasculantele de mare capacitate utilă, unde prețul ajunge la 42,70 lei pe kg de greutate moartă (față de 23 lei/kg la autobasculantele cu capacitate utilă între 3 și 10 t).

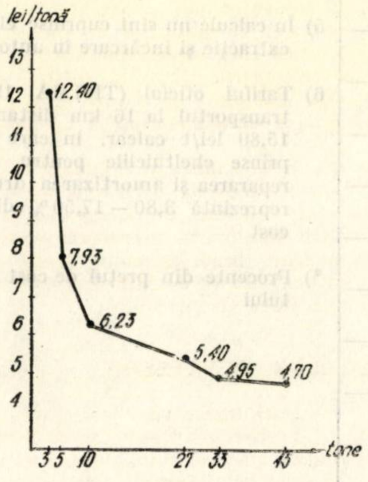
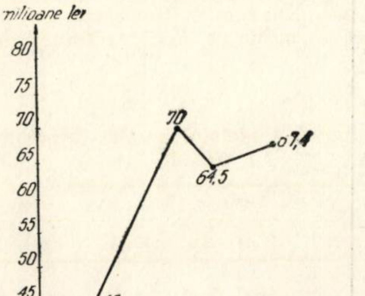


Fig. 3

Fig. 4



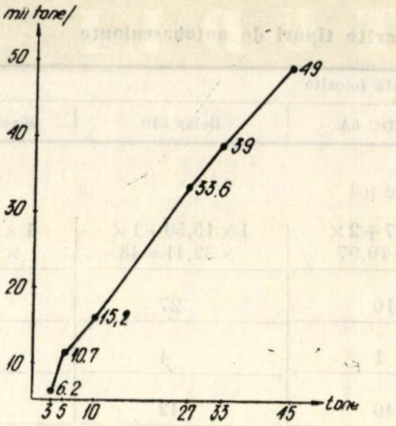


Fig. 5

În figura 5 se vede că productivitatea muncii crește aproapedirect proporțional cu capacitatea utilă.

CONCLUZII

Dezvoltarea excepțională din timpul șesenalului a economiei naționale a țării noastre a atras după sine și o creștere considerabilă a transporturilor de tot felul.

Datele care oglindesc dinamica transporturilor din ultimii șase ani arată că traficul de mărfuri a crescut în acest timp cu 53% pe calea ferată, cu 85% traficul fluvial și cu peste 400% traficul cu mijloace auto.

Această creștere deosebit de mare a transporturilor auto se explică prin creșterea eficienței economice a acestor transporturi în raport cu celelalte feluri de transport, creștere determinată în principal de :

— posibilitatea autovehiculelor de a pătrunde în locuri inaccesibile pentru alte mijloace de transport ;

— eliminarea transbordărilor ;

— viteză comercială mai mare ;

— creșterea capacității utile a autovehiculelor, care, așa cum rezultă din cele arătate mai sus, conduce la o creștere substanțială a eficienței economice a transporturilor auto exprimată prin scăderea prețului de cost al transportului și creșterea productivității muncii.

Metoda de calcul prezentată mai sus are aplicabilitate generală ; cu adaptările locale respective ea poate fi folosită la stabilirea eficienței economice a îmbrăcăminților rutiere de orice fel, a transporturilor auto pe orice fel de drum etc.

În expunerea ce s-a făcut s-au dat și unele sugestii în vederea îmbunătățirii eficienței economice actuale a transporturilor auto.

Bibliografie

[1] Stumf K. : Armonizarea metodei de impușcare cu dimensiunile excavatorului și cu mărimea concasorului în carierele de piatră. Zement—Kalk—Gips, nr. 4, 1954.

[2] Neumann R. : Der neuzeitliche Strassenbau, 1959.

STUDII ŞI CERCETARI

Cercetări privind comportarea la solicitări repetate a unor îmbinări sudate ale armăturilor din oţel-beton OL 38 şi PC 52

Prof. ing. V. Nicolau, conf. ing. C. Ionescu, ing. T. Culiţă, ing. E. Georgescu

I. INTRODUCERE

Într-o serie mare de construcţii şi elemente de construcţii din beton armat ca : poduri, grinzile căilor de rulare, stîlpii halelor industriale prevăzute cu poduri rulante cu regim greu de funcţionare, o parte din stîlpii reţelelor electrice aeriene etc., datorită solicitării lor la sarcini ciclice, se constată apariţia fenomenului de oboseală.

În elementele de construcţii realizate din beton armat se folosesc armături din oţel-beton înnădite prin intermediul sudurilor de diferite tipuri.

Comportarea îmbinărilor sudate la oboseală constituie o problemă de o deosebită importanţă în siguranţa exploatării construcţiilor din beton armat.

În prima etapă s-a efectuat studiul comparativ al comportării la oboseală a două tipuri de îmbinări folosite în mod curent la armăturile din oţel-beton OL 38 şi PC 52 :

1) îmbinări realizate prin sudare electrică cap la cap prin procedeul topirii intermediare ;

2) îmbinări realizate prin sudare cu arc electric cu ajutorul a două eclise de secţiune rotundă.

Încercările care s-au efectuat au avut ca scop :

— stabilirea rezistenţei la oboseală a materialului de bază şi a îmbinărilor sudate la trei tipuri de diametre : Ø 16 mm, Ø 22 mm şi Ø 28 mm ;

— stabilirea rezistenţelor de rupere şi curgere, precum şi alungirilor specifice la rupere prin încercarea la tracţiune statică, pentru aceleaşi diametre, la materialul de bază şi îmbinat prin sudare ;

— comportarea la îndoire a materialului de bază şi a îmbinărilor sudate ;

— determinarea durităţii pe epruvete extrase din bare din zona sudurii şi a materialului de bază ;

— analiza aspectului secţiunilor de rupere la încercările cu sarcini ciclice.

II. MATERIALE DE BAZĂ ŞI EPRUVETELE ÎNCERCATE

Materialele de bază ale epruvetelor au fost oţelurile-beton laminate la cald de calitate OL 38 şi PC 52 corespunzător prevederilor din STAS 438/1961.

Verificarea compoziţiei chimice s-a făcut prin analiza chimică a unor probe extrase din materialul epruvetelor. Rezultatele sînt incluse în tabela 1 a pentru OL 38 şi 1 b pentru PC 52.

În STAS 500/1963 „Oţel carbon obişnuit" este prevăzută compoziţia chimică a oţelului OL 38 sub formă de metal lichid (la turnare), precum şi abaterile limită la compoziţia chimică pentru analiza chimică de control (din produs).

Comparînd rezultatele obţinute cu prevederile standardului se poate remarca :

— Oţelul-beton cu diametrele 16 mm şi 22 mm se încadrează în limitele STAS.

— Oţelul-beton cu diametrul 28 mm prezintă abateri faţă de STAS la conţinutul de carbon şi siliciu. Astfel, limita inferioară procentuală a elementului carbon prevăzută este de 0,14 %, în timp ce oţelul studiat a avut un procent de 0,12 %. Conţinutul de siliciu (0,26 %) la barele Ø 28 mm depăşeşte limita superioară de 0,12 % prevăzută în STAS.

Analizînd comparativ compoziţia chimică a materialului barelor din PC 52 cu limitele prevăzute în standardul 438/1961, rezultă :

— oţelul-beton Ø 22 mm se încadrează în limitele STAS ;

— oţelul-beton Ø 16 mm are conţinutul de mangan 0,4 %, sub limita inferioară de 1,2 % prevăzută în STAS ;

— oţelul-beton Ø 28 mm are conţinutul de carbon de 0,21 %, depăşind astfel limita superioară de 0,20 % prevăzută în STAS.

Se ştie că proprietăţile mecanice sînt dependente de compoziţia chimică a materialului. Elementul cel mai important, care poate modifica calitatea metalului, este carbonul.

În metalele hipoeutectoide rezistenţa la oboseală scade o dată cu reducerea conţinutului de carbon, scădere care se face însă simţită cînd conţinutul rămîne sub 0,1 %.

De asemenea încercările făcute pe diferite oţeluri au arătat că influenţa siliciului, în sensul micşorării rezistenţei la oboseală, se face simţită numai la un conţinut de peste 2 % [1].

În continuare se va analiza şi influenţa creşterii conţinutului de carbon, la barele de Ø 28 mm, asupra caracteristicilor mecanice ale oţelului. De asemenea, se va analiza şi influenţa scăderii sub limita inferioară prevăzută a conţinutului de mangan, fiind cunoscut faptul că conţinutul de mangan influenţează în acelaşi sens cu carbonul asupra rezistenţelor mecanice ale oţelului.

III. EXECUŢIA EPRUVETELOR

Epruvetele necesare încercărilor statice şi pentru oboseală au fost debitate din bare de oţel-beton cu lungimea de circa 6 m prin tăiere cu ajutorul unui dispozitiv mecanic.

Lungimea epruvetelor a fost de circa 65 cm.

Comparînd cu prevederile STAS 438/1961, în care sînt date dimensiunile barelor cu profil periodic şi abaterile limită la fiecare diametru, se constată că sînt corespunzătoare barele Ø 16 mm.

Barele de oţel-beton Ø 22 mm au diametrul inimii mai mare decît diametrul inimii inclusiv abaterea limită maximă prevăzută în standard. Astfel, secţiunea reală a acestor bare depăşeşte în medie cu 6,6 % secţiunea nominală.

Tabela 1 a

Compoziţia chimică a oţelului barelor încercate de calitate OL 38

Nr. crt.	Diametrul oţelului (mm)	Elemente (%)			Impurităţi (%)	
		C	Mn	Si_{max}	S_{max}	P_{max}
1	Ø 16	0,16	0,41	urme	0,022	0,022
2	Ø 22	0,20	0,60	urme	0,019	0,019
3	Ø 28	0,12	0,55	0,26	0,027	0,035

Tabela 1 b

Compoziţia chimică a oţelului barelor încercate de calitate PC 52

Nr. crt.	Diametrul oţelului	Elemente (%)			Impurităţi (%)	
		C	Mn	Si	S	P
1	Ø 16	0,19	0,40	0,21	0,020	0,027
2	Ø 22	0,18	1,36	0,29	0,020	0,014
3	Ø 28	0,21	1,55	0,31	0,019	0,010

Barele Ø 28 mm au înălțimea nervurilor mai mică, încadrîndu-se însă în prevederi, dar spre limita inferioară. Aceasta face ca secțiunea reală să scadă în medie cu ~3,4% față de secțiunea nominală.

Epruvetele sudate cap la cap, prin topirea intermediară, au fost executate la întreprinderea de prefabricate Progresul din București, iar la atelierul de prototipuri al Institutului de construcții București, cele îmbinate cu eclise.

Înnădirea epruvetelor executate prin sudură electrică cap la cap s-a făcut în conformitate cu recomandările din „Condițiile tehnice de experimentare privind executarea înnădirilor armăturilor din oțel-beton pentru beton armat, cu procedeul de sudare electrică cap la cap cu topire intermediară". Capetele barelor ce urmau să fie sudate s-au frecat cu peria de sîrmă pînă ce au căpătat un luciu metalic ori s-au sudat imediat după tăiere.

S-a urmărit ca cele două jumătăți ale epruvetei să fie coaxiale și planul de sudură să se situeze la jumătatea distanței între bacurile de prindere.

Forța de strîngere a bacurilor instalației de sudat a fost suficient de mare, astfel încît nu s-au produs alunecări în timpul refulării.

Parametrii pentru sudare au fost reglați pe mașină pentru fiecare diametru, conform indicațiilor privind sudarea cap la cap prin topire intermediară a oțelului OL 38 și PC 52.

Mașina de sudat existentă fiind cu refularea manuală, trecerea de la topirea intermediară la refulare s-a făcut sub curent, prin mărirea bruscă a vitezei de înaintare a saniei mobile.

În timpul executării îmbinărilor sudate au fost rebutate epruvetele la care s-au produs : întreruperea scînteierii sau a curentului înainte de refulare, preîncălzirea insuficientă sau exagerată, alunecarea în bacurile de prindere etc.

Aspectul epruvetelor sudate cap la cap este prezentat în figura 1.

Modul executării epruvetelor de probă sudate cu eclise, ordinea executării cordoanelor de sudură sînt redate în figura 2. Aspectul epruvetelor sudate cu eclise este prezentat în figurile 3 și 4.

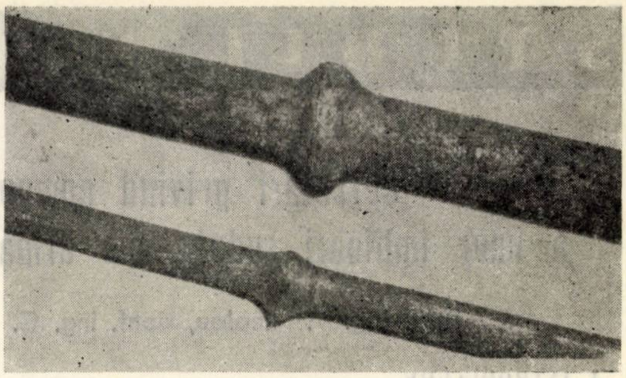


Fig. 1 a. Aspectul îmbinărilor sudate cap la cap ale barelor din oțel OL 38

Fig. 1 b. Aspectul îmbinărilor sudate cap la cap, prin procedeul topirii intermediare, ale barelor din oțel PC 52

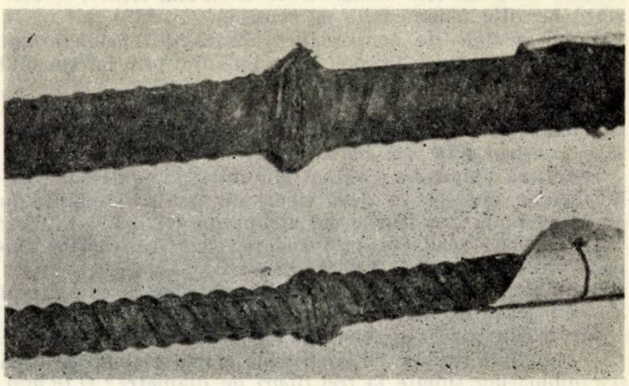
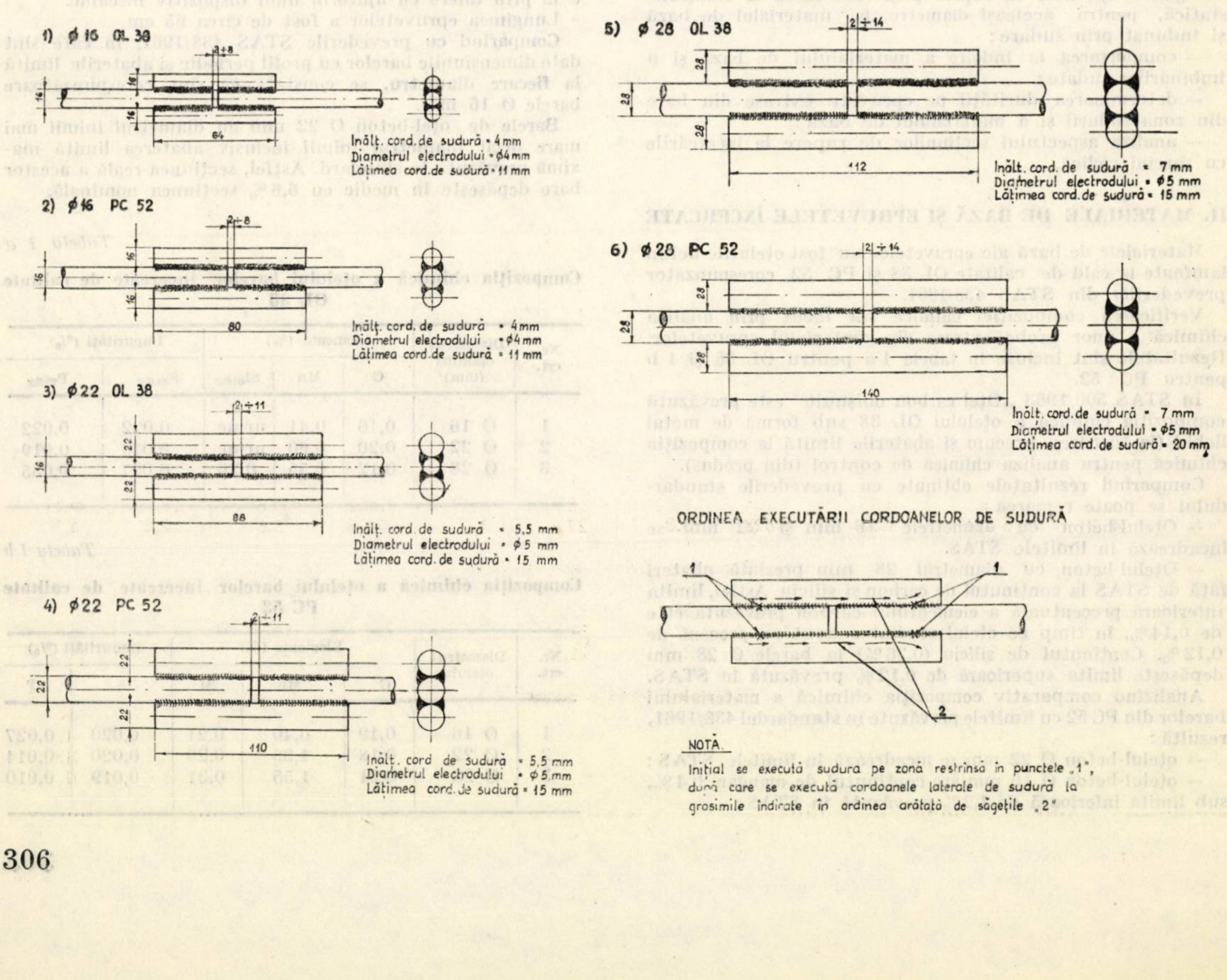


Fig. 2. Schițe privind modul de executare a înnădirilor sudate ale barelor din oțel-beton



1) ϕ 16 OL 38
2÷8
16
16
16
64
Înălț. cord. de sudură = 4 mm
Diametrul electrodului = ϕ4 mm
Lățimea cord. de sudură = 11 mm
2) ϕ 16 PC 52
2÷8
16
16
16
80
Înălț. cord. de sudură = 4 mm
Diametrul electrodului = ϕ4 mm
Lățimea cord. de sudură = 11 mm
3) ϕ 22 OL 38
2÷11
22
16
22
88
Înălț. cord. de sudură = 5,5 mm
Diametrul electrodului = ϕ 5 mm
Lățimea cord. de sudură = 15 mm
4) ϕ 22 PC 52
2÷11
22
22
22
110
Înălț. cord de sudură = 5,5 mm
Diametrul electrodului = ϕ 5 mm
Lățimea cord. de sudură = 15 mm
5) ϕ 28 OL 38
2÷14
28
28
28
112
Înălt. cord. de sudură = 7 mm
Diametrul electrodului = ϕ5 mm
Lățimea cord. de sudură = 15 mm
6) ϕ 28 PC 52
2÷14
28
28
28
140
Înălt. cord. de sudură = 7 mm
Diametrul electrodului = ϕ5 mm
Lățimea cord. de sudură = 20 mm
ORDINEA EXECUTĂRII CORDOANELOR DE SUDURĂ
1
1
2

NOTĂ.
Inițial se execută sudura pe zonă restrînsă în punctele „1", după care se execută cordoanele laterale de sudură la grosimile indicate în ordinea arătată de săgețile „2"

La epruvetele ce urmau a fi încercate la oboseală, porțiunile extreme care se prindeau în bacurile presei au fost ecruisate prin forjare cu ajutorul unui dispozitiv special. Verificarea coaxialității barelor sudate cap la cap prin topire intermediară s-a efectuat cu ajutorul unei rigle de 200 mm lungime prevăzută cu o crestătură. Verificarea coaxialității barelor sudate s-a efectuat prin măsurarea deplasării și înclinării axelor barelor. Rezultatele obținute prin măsurătorile efectuate au arătat că deplasările și înclinările axelor epruvetelor sînt în limitele admise.

IV. ÎNCERCĂRILE EPRUVETELOR DIN OȚEL-BETON

1. Încercări la întindere statică

Determinarea caracteristicilor mecanice ale epruvetelor nesudate s-a făcut prin încercarea a trei epruvete pentru fiecare diametru.

În tabelele 2 a și 2 b s-au prezentat rezultatele obținute la încercarea epruvetelor nesudate și sudate prin cele două procedee, iar în figurile 5 și 6 s-au prezentat diagramele caracteristice pentru epruvete nesudate și sudate.

Examinînd rezultatele obținute, rezultă că metalul barelor corespunde condițiilor standardelor în privința proprietăților de rezistență. Indici de rezistență mai ridicați prezintă barele Ø 28 mm.

Rezistența la rupere reală medie depășește cu 0,2 % limita maximă prevăzută în standard. De asemenea, limita de curgere este ridicată, depășind cu 12,4 % rezistența de curgere minimă.

La barele cu diametrul 16 și 22 mm, rezistențele de rupere și limitele de curgere au valori apropiate de limita inferioară a prevederilor standardului.

Trebuie remarcat faptul că, în cadrul fiecărui diametru, caracteristicile mecanice prezintă o omogenitate satisfăcătoare.

Astfel, abaterile maxime ale valorilor caracteristicilor mecanice de la valorile medii nu depășesc 3,5 % pentru rezistența de rupere și 5,22 % pentru rezistența de curgere la OL 38 și 1,55 % pentru rezistența la rupere și ~5 % pentru limita de curgere la PC 52.

Tabela 2 a

Caracteristicile mecanice medii pe diametre ale epruvetelor încercate din oțel OL 38

Nr. crt.	Diametrul (mm)	Limita de curgere σ_c		Rezistența la rupere σ_r		Alungiri la rupere					
						δ_5		δ_{10}		δ_u	
		medie (kg/cm^2)	devierea max. de la medie (%)	media (kg/cm^2)	devierea max. de la medie (%)	media (%)	devierea maximă de la medie (%)	media (%)	devierea maximă de la medie (%)	media (%)	devierea maximă de la medie (%)
Epruvete nesudate											
1	16	2 566	5,22	4 000	3,13	39,6	5,28	32,6	5,21	22,7	4,82
2	22	2 667	2,73	4 090	3,42	39,1	4,35	31,2	3,84	20,7	3,38
3	28	2 970	1,45	4 390	0	38,1	1,31	30,6	1,96	21,3	3,29
Epruvete sudate cap la cap											
4	16	2 538	1,52	3 995	1,38	36,75	1,54	26,3	1,68	19,5	2,56
5	22	2 515	0,6	4 018	0,2	37,25	2,55	26,1	1,15	25,5	1,95
6	28	2 866	0,45	4 422	1,8	35,75	2,14	25,4	1,97	21,7	3,44
Epruvete sudate cu eclise											
7	16	2 550	2,93	4 024,5	2,18	39,1	2,31	30,95	3,07	22,5	2,21
8	22	2 625	0,72	4 201	0,07	37,5	2,67	25,25	3,96	20,7	3,62
9	28	2 821	0,28	4 426,5	0,65	34,25	2,18	20,3	0	21	4,75

Tabela 2 b

Caracteristicile mecanice medii pe diametre ale epruvetelor încercate din oțel PC 52

Nr. crt.;	Diam. (mm)	Rezistența de rupere σ_r		Limita de curgere σ_c		Alungiri la rupere					
						δ_5		δ_{10}		δ_u	
		media (kg/cm^2)	devierea max. de la medie (%)	media (kg/cm^2)	devierea max. de la medie (%)	media (%)	devierea max. de la medie (%)	media (%)	devierea max. de la medie (%)	media (%)	devierea max. de la medie (%)
Epruvete nesudate											
1	Ø 16	5 270	1,42	3 535	2,20	33,7	3,8	27,2	3,7	18,2	4,3
2	Ø 22	5 325	0,99	3 404	1,08	33	3,6	25,2	0,8	18	5,5
3	Ø 28	6 414	1,55	3 823	5,3	27	5,9	21,6	5,6	12,6	4,7
Epruvete sudate cap la cap											
4	Ø 16	5 307	1,14	3 335	3,15	32,8	0,92	23,4	0	14,6	4,13
5	Ø 22	5 274	1,27	3 321	4,25	32,5	2,15	21,4	4,70	17,5	2,86
6	Ø 28	6 505	0,31	3 830	2,09	21,9	2,28	14,2	1,4	13,25	1,89
Epruvete sudate cu eclise											
7	Ø 16	5 277	1,19	3 516	0,25	33,2	1,8	18,7	3,2	17,2	4,65
8	Ø 22	5 382	0,78	3 460	4,62	28,8	1,04	14,9	2,0	15,4	3,9
9	Ø 28	6 370	1,88	3 907	0,07	23,9	0	12	0,8	12	0

Alungirile specifice remanente la rupere au fost determinate luîndu-se ca bază lungimile echivalente a 5 şi 10 diametre de 100 mm, inclusiv secţiunea de rupere şi în afara secţiunii de rupere.

Comparînd rezultatele obţinute, prezentate în tabelele 2 a şi 2 b, cu prevederile standardului (δ_5 min = 25 % şi δ_{10} min=21 % pentru OL 38 şi δ_5 min = 21 % şi δ_{10} min = 18 % pentru PC 52), rezultă că barele nesudate au alungiri mai mari decît limitele inferioare indicate pentru cele două calităţi de oţel încercate.

La barele cu diametrul de 28 mm, alungirile sînt mai mici ca la celelalte diametre, menţinîndu-se, totuşi, peste valoarea minimă prevăzută în standard.

Încercările statice la întindere, efectuate asupra epruvetelor sudate cap la cap şi cu eclise, demonstrează că existenţa îmbinărilor sudate nu modifică rezistenţa la rupere şi limita de curgere, secţiunile de rupere situîndu-se în materialul de bază în afara zonei de influenţă a sudurii. În ceea ce priveşte valoarea palierului de curgere se constată o diminuare a acestuia în cazul prezenţei sudurilor, lucru relevat de altfel şi prin diagramele din figurile 5 şi 6.

Barele sudate au în general alungirile specifice remanente la rupere mai mici ca cele nesudate. La epruvetele din OL 38 îmbinate prin sudură, diminuarea alungirilor specifice remanente la rupere, înregistrată faţă de epruvetele nesudate, este redusă şi nu scade sub valoarea minimă prevăzută pentru acest oţel. La barele cu diametrul 16 mm, de calitate PC 52, alungirile se încadrează în prevederile STAS la ambele tipuri de îmbinări sudate studiate.

La celelalte bare de oţel-beton de calitate PC 52 situaţia privind alungirile specifice remanente este următoarea : alungirea măsurată pe bază de 5 diametre la barele cu diametrul de 22 şi de 28 mm se încadrează în limitele prevăzute.

Alungirea măsurată pe lungimea de 10 diametre, în cazul epruvetelor prevăzute cu îmbinări sudate cu eclise, este mai mică decît limita inferioară (18 %) ; la barele cu diametrul de 22 mm este în medie de 14,9 % şi la barele cu diametrul de 28 mm de 12 %.

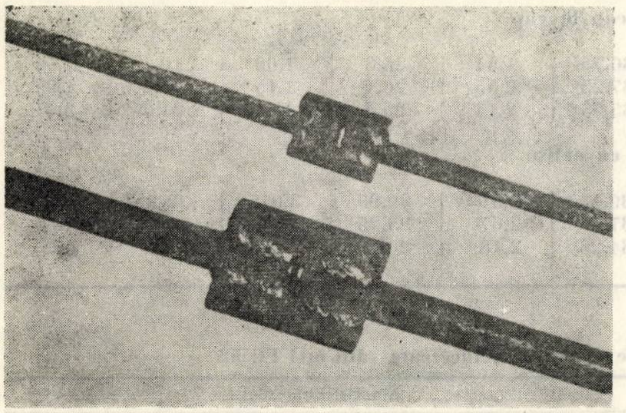
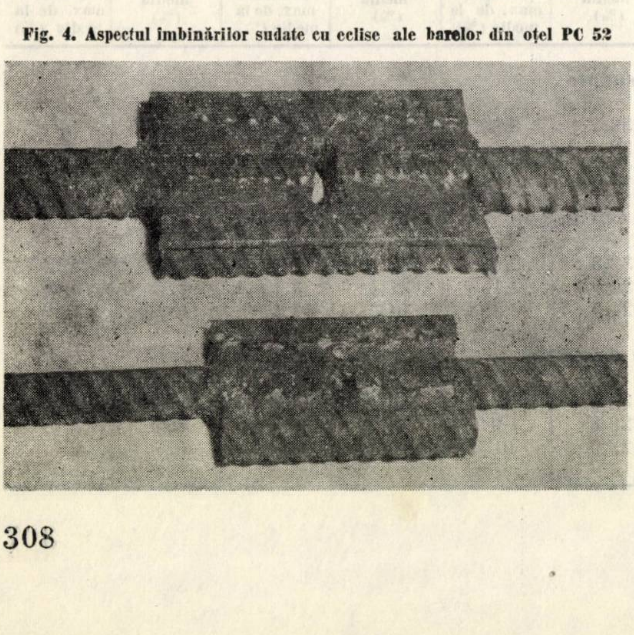


Fig. 3. Aspectul îmbinărilor sudate cu eclise ale barelor din oţel OL 38

Fig. 4. Aspectul îmbinărilor sudate cu eclise ale barelor din oţel PC 52



În cazul epruvetelor îmbinate prin sudură cap la cap δ_{10} este mai mic decît limita inferioară şi anume de 14,2 % faţă de 18 %.

Se remarcă în general că existenţa îmbinărilor sudate conduce la scăderea alungirilor specifice remanente la rupere, mai accentuată la barele din oţel PC 52 şi în special la diametrul de 28 mm. Explicaţia faptului că la barele cu diametrul 28 mm alungirea este mai mică constă în conţinutul ridicat de carbon 0,21 % (limita superioară prevăzută în standard fiind 0,20 %).

2. Încercări la îndoire

S-au efectuat pe epruvete cu lungimea de 25 cm, debitate din bare nesudate sau prevăzute cu îmbinări sudate cap la cap şi cu eclise.

Încercarea s-a făcut în conformitate cu STAS 438/1961, care prevede pentru oţelul PC 52 îndoirea la 180° în jurul unui dorn cu diametrul mai mare de trei ori decît al barei de încercat.

Rezultatele încercărilor efectuate permit a se semnala că barele din oţel-beton nesudate, prin îndoire la 180° în jurul dornului de diametru standardizat, nu au fisurat.

Comparînd comportarea la îndoire a celor două tipuri de îmbinări sudate reiese comportarea mai bună a îmbinărilor sudate cap la cap prin procedeul topirii intermediare, care nu au fisurat la îndoirea la rece.

Îmbinările cu eclise fisurează prin îndoire.

Unghiurile diedre formate între faţa unei ramuri a epruvetei şi prelungirea celeilalte ramuri, la care au apărut primele fisuri în cordoanele de sudură, variază în funcţie de diametrul barelor îmbinate prin sudură cu eclise.

Astfel, la barele cu diametrul 16 mm, 22 mm şi 28 mm, primele fisuri apar la un unghi mai mare de 90°, 45° şi respectiv 30° pentru PC 52 şi peste 120° la OL 38 Ø 16 mm.

Se remarcă comportarea mai bună la îndoire a îmbinărilor sudate realizate cu eclise la barele cu diametre mai mici.

3. Încercări de duritate

Stabilirea variaţiei durităţii în zona îmbinării sudate a barelor de oţel-beton sudate cap la cap, cu procedeul topirii intermediare, s-a făcut cu metoda Brinell.

Epruvetele pe care s-a determinat duritatea Brinell au fost debitate din zona îmbinării sudate şi a materialului de bază.

Dimensiunile lor au fost conforme cu STAS 1 400/1959, pentru încercarea la încovoiere prin şoc.

Suprafeţele epruvetelor au fost plane şi bine polizate, avînd-se grijă ca prin polizare să nu se producă o încălzire excesivă a piesei, care să modifice structura materialului.

Pentru construirea diagramei de variaţie a durităţii în zona sudurii şi în zona de influenţă a sudurii, s-a considerat ca origine planul de sudare a celor două extremităţi de bare, determinîndu-se duritatea în punctele situate la distanţe egale de o parte şi de alta a originii.

În figurile 7 şi 8 sînt redate diagramele de variaţie a durităţii în zona de sudare pentru îmbinările sudate cap la cap ale barelor de Ø 16 mm şi Ø 28 mm din oţel PC 52.

În general se remarcă o alură asemănătoare a curbelor de variaţie a durităţii pentru cele două diametre.

În axa de sudare şi în zona imediat alăturată, duritatea creşte simţitor în raport cu duritatea materialului de bază, micşorîndu-se pe măsura creşterii distanţei de la planul de sudare.

La barele de Ø 28 mm, duritatea Brinell este mai mare în raport cu a barelor de Ø 16 mm, fapt explicabil prin compoziţia chimică a oţelului (conţinutul de carbon la barele cu diametrul 28 mm este 0,21 %, depăşind limita superioară prevăzută în STAS).

Din diagrame rezultă de asemenea că prin sudare, în zonele de sudare, structura materialului nu mai este omogenă, prezentînd discontinuităţi care pot fi puncte de amorsări de fisuri, în cazul solicitărilor cu sarcini repetate.

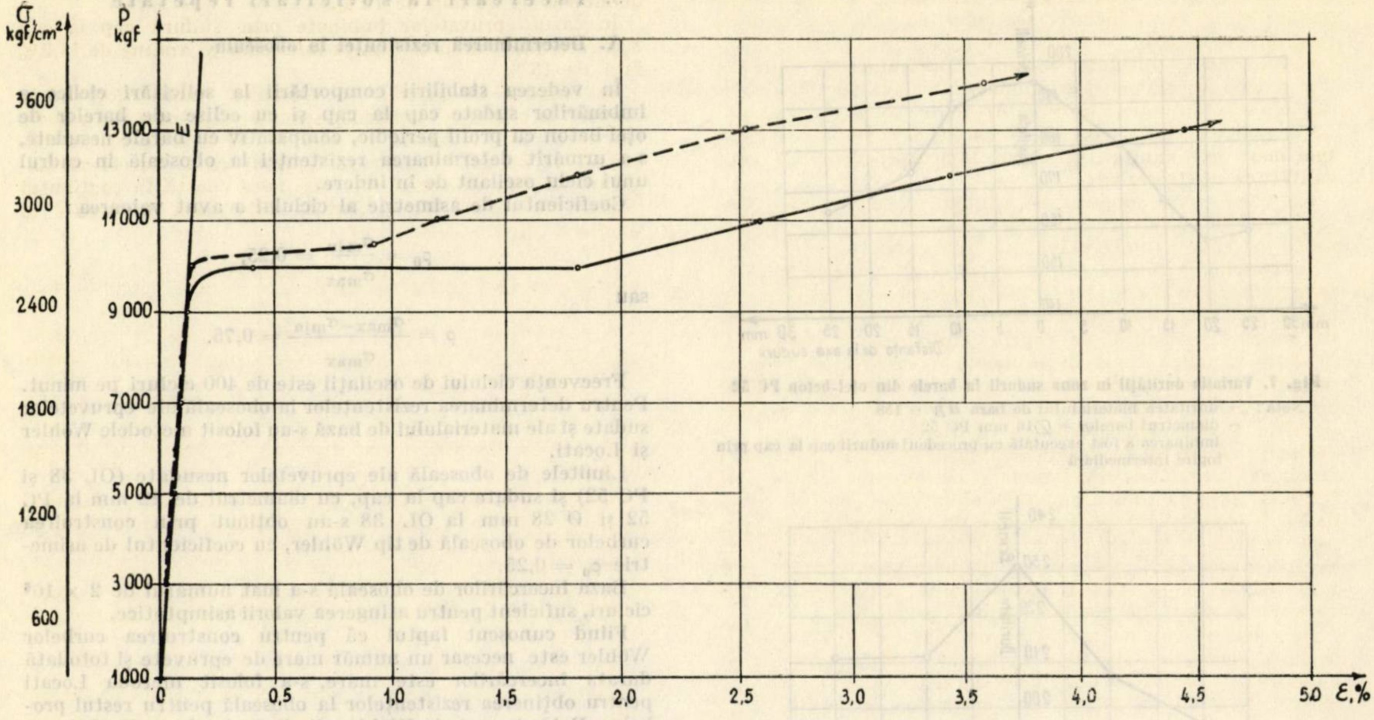
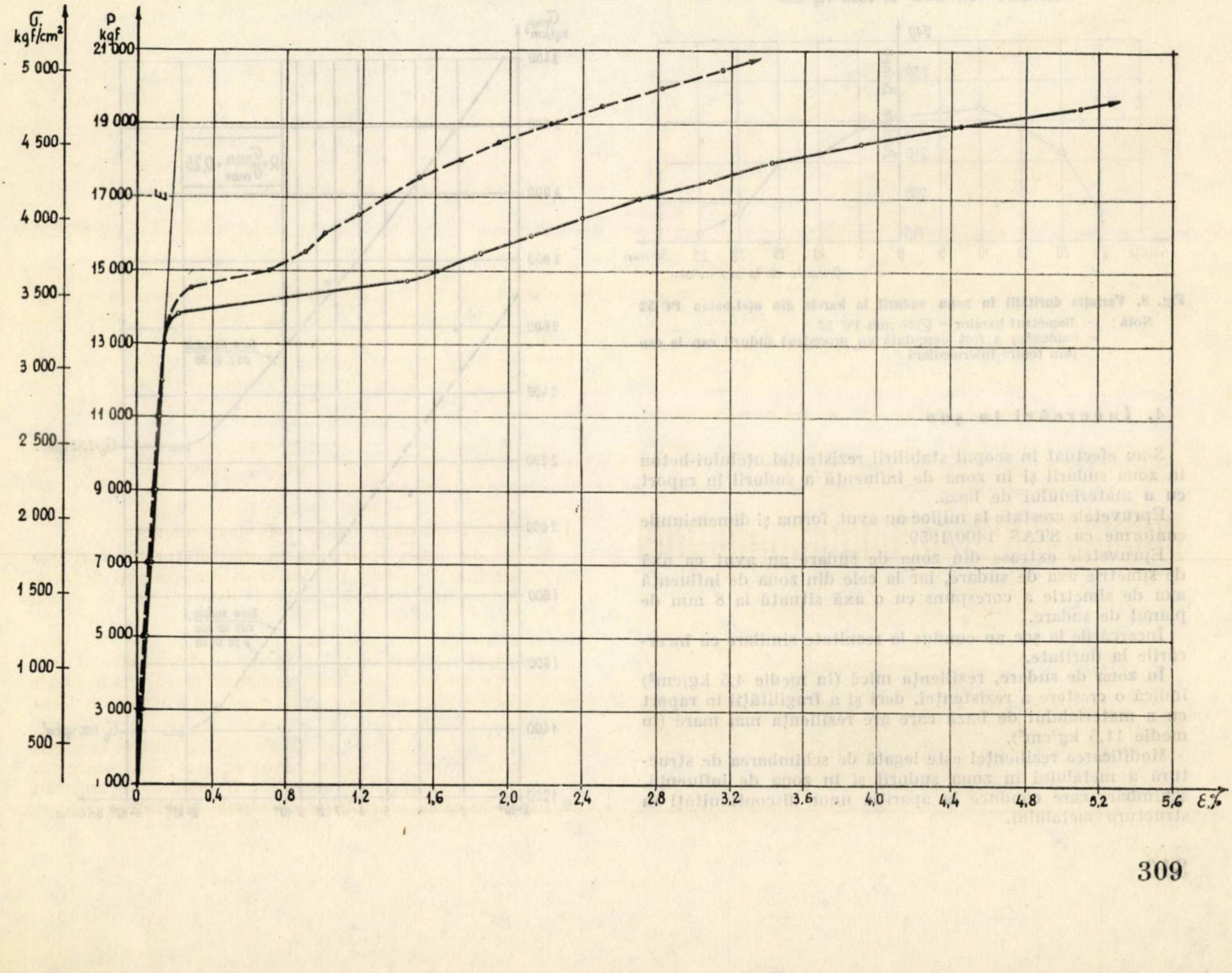


Fig. 5. Diagramele caracteristice pentru barele din oțel-beton ∅ 22 OL 38 nesudate și sudate cu eclise

Bare nesudate: $E = 2\,200\,000$ kgf/cm²; $\sigma_r = 4\,160$ kgf/cm²; $\sigma_c = 2\,630$ kgf/cm²;
Bare sudate cu eclise: $E = 1\,835\,000$ kgf/cm²; $\sigma_r = 4\,198$ kgf/cm²; $\sigma_c = 2\,644$ kgf/cm²

Fig. 6. Diagramele caracteristice pentru barele din oțel-beton ∅ 22 PC 52 nesudate și sudate cu eclise

Bare nesudate: $E = 2\,108\,000$ kgf/cm²; $\sigma_r = 5\,281$ kgf/cm²; $\sigma_c = 3\,374$ kgf/cm²;
Bare sudate cu eclise: $E = 2\,200\,000$ kgf/cm²; $\sigma_r = 5\,425$ kgf/cm²; $\sigma_c = 3\,300$ kgf/cm²



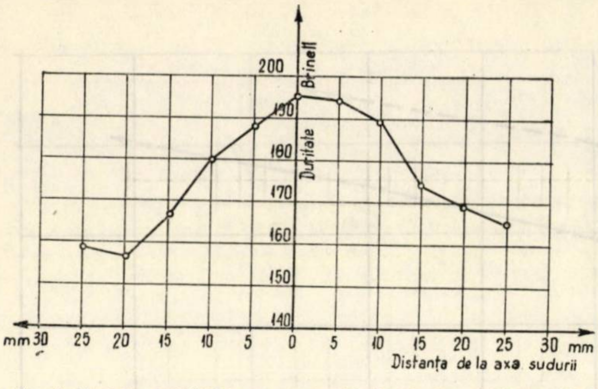
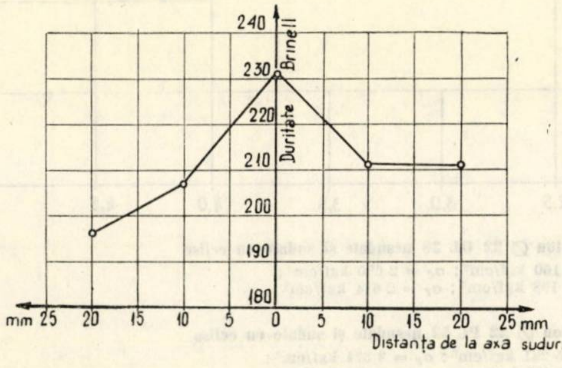


Fig. 7. Variația durității în zona sudurii la barele din oțel-beton PC 52

Notă : – duritatea materialului de bază H_B = 158
– diametrul barelor = ∅16 mm PC 52
– îmbinarea a fost executată cu procedeul sudurii cap la cap prin topire intermediară



Durıtatea materialului de bază Hg•203

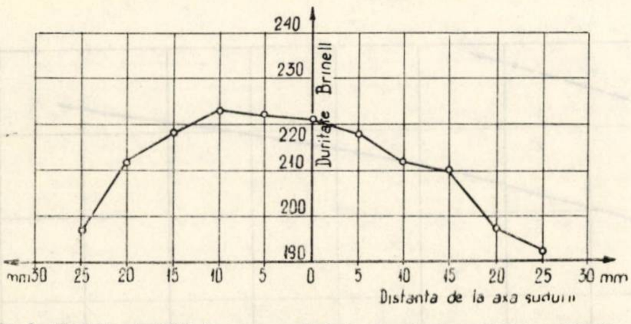


Fig. 8. Variația durității în zona sudurii la barele din oțel-beton PC 52

Notă : – diametrul barelor = ∅28 mm PC 52
– îmbinarea a fost executată cu procedeul sudurii cap la cap prin topire intermediară

4. Încercări la șoc

S-au efectuat în scopul stabilirii rezistenței oțelului-beton în zona sudurii și în zona de influență a sudurii în raport cu a materialului de bază.

Epruvetele crestate la mijloc au avut forma și dimensiunile conforme cu STAS 1400/1959.

Epruvetele extrase din zona de sudare au avut ca axă de simetrie axa de sudare, iar la cele din zona de influență axa de simetrie a corespuns cu o axă situată la 8 mm de planul de sudare.

Încercările la șoc au condus la rezultate similare cu încercările la duritate.

În zona de sudare, reziliența mică (în medie 4,5 kg/cm^2) indică o creștere a rezistenței, deci și a fragilității în raport cu a materialului de bază care are reziliența mai mare (în medie 11,5 kg/cm^2).

Modificarea rezilienței este legată de schimbarea de structură a metalului în zona sudurii și în zona de influență, schimbare care conduce la apariția unor discontinuități în structura metalului.

5. Încercări la solicitări repetate

A. Determinarea rezistenței la oboseală

În vederea stabilirii comportării la solicitări ciclice a îmbinărilor sudate cap la cap și cu eclise ale barelor de oțel-beton cu profil periodic, comparativ cu barele nesudate, s-a urmărit determinarea rezistenței la oboseală în cadrul unui ciclu oscilant de întindere.

Coeficientul de asimetrie al ciclului a avut valoarea :

$$\rho_0 = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0{,}25,$$

sau

$$\rho = \frac{\sigma_{max}-\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0{,}75.$$

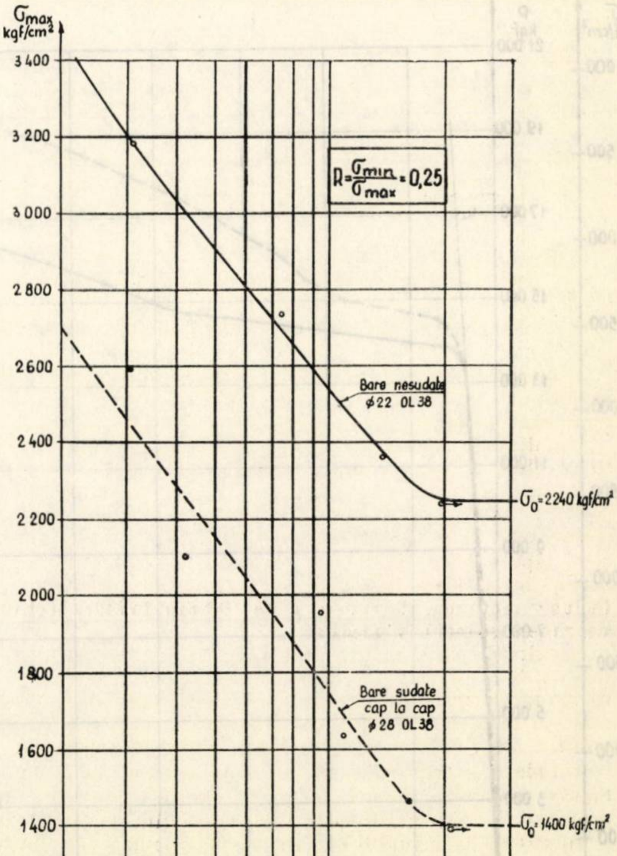
Frecvența ciclului de oscilații este de 400 cicluri pe minut. Pentru determinarea rezistențelor la oboseală ale epruvetelor sudate și ale materialului de bază s-au folosit metodele Wöhler și Locati.

Limitele de oboseală ale epruvetelor nesudate (OL 38 și PC 52) și sudate cap la cap, cu diametrul de 22 mm la PC 52 și Ø 28 mm la OL 38 s-au obținut prin construirea curbelor de oboseală de tip Wöhler, cu coeficientul de asimetrie $\rho_0 = 0{,}25$.

Baza încercărilor de oboseală s-a luat numărul de 2 × 10^6 cicluri, suficient pentru atingerea valorii asimptotice.

Fiind cunoscut faptul că pentru construirea curbelor Wöhler este necesar un număr mare de epruvete și totodată durata încercărilor este mare, s-a folosit metoda Locati pentru obținerea rezistențelor la oboseală pentru restul probelor. Față de metoda Wöhler, limitele de oboseală obținute cu metoda Locati variază în limitele de ±5%. Metoda Locati se pretează în special la încercările la care se urmărește obținerea unor rezultate comparative.

Fig. 9. Curbele de oboseală pentru barele din oțel-beton ∅22 OL 38 nesudate și ∅28 OL 38 sudate cap la cap



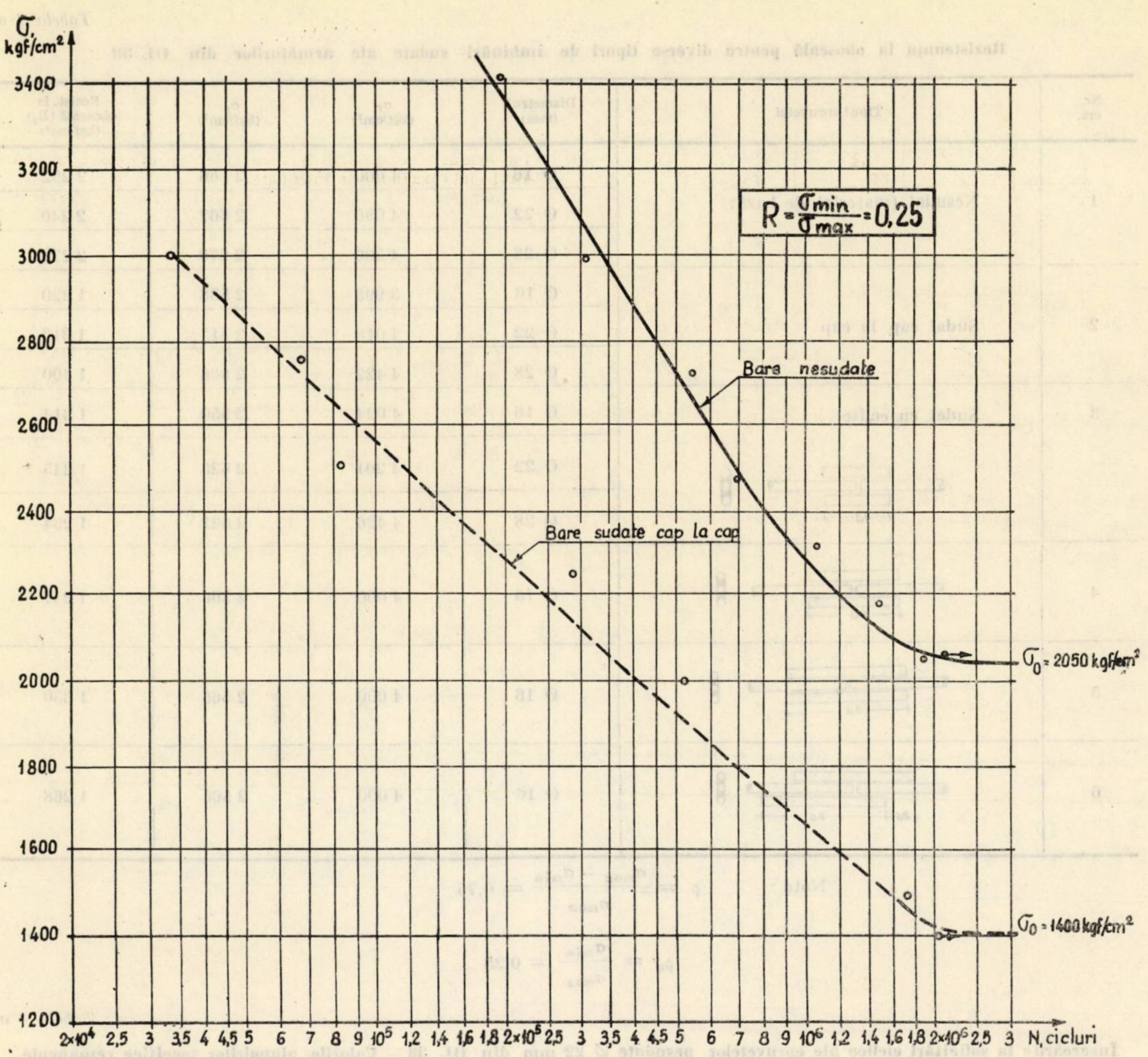


Fig. 10. Diagramele Wöhler (solicitare oscilantă $R = 0{,}25$) pentru barele din oțel-beton ∅ 22 PC 52 nesudate și sudate cap la cap*

S-au folosit drept curbe de bază curbele Wöhler $\sigma = f(N)$ ce s-au trasat pentru materialul de bază nesudat și pentru epruvetele sudate.

Rezultatele obținute la încercările efectuate s-au trecut în tabelele 3 a pentru OL 38 și 3 b pentru PC 52.

Pentru exemplificare, în figurile 9 și 10 se prezintă curbele Wöhler trasate pentru epruvete nesudate și sudate din oțel de calitate OL 38 și respectiv PC 52.

Pe epruvetele solicitate la oboseală s-au determinat și alungirile specifice la rupere pe bază de 5 și 10 diametre, inclusiv secțiunea de rupere și pe 100 mm în afara secțiunii de rupere și inclusiv aceasta.

Rezultatele sînt incluse în tabela 4 a pentru epruvetele din OL 38 4 b pentru PC 25. Din această tabelă rezultă că alungirile specifice permanente la rupere scad pe măsura scăderii treptelor de solicitare, devenind practic nule pentru valorile solicitărilor corespunzătoare limitei de oboseală.

Totodată se remarcă o scădere mai mare a alungirilor la rupere a barelor sudate în raport cu cele nesudate, fapt remarcat și la încercările la tracțiune cu sarcini aplicate static.

Interesant este faptul că, deși aceste alungiri specifice la rupere ale epruvetelor supuse unor cicluri oscilante au valori mult mai mici decît cele obținute la încercările statice, ele reprezintă o calitate a oțelului-beton OL 38 și parțial a PC 52. În cazul unor suprasolicitări (peste limita de oboseală), oțelul-beton, putîndu-se alungi în anumite limite, face ca elementele de construcții să prezinte deformații apreciabile. Dezvoltarea deformațiilor poate constitui un avertisment în exploatare, prevestind ruperea, fapt care nu se întîlnește la armăturile din oțel ecruisat.

B. Analiza aspectului ruperilor probelor solicitate cu încărcări repetate

Cunoscîndu-se că aspectul ruperilor la oboseală nu este independent de factorii care au dat naștere acestora, s-a urmărit, în paralel cu celelalte măsurători, și analiza acestora pentru toate epruvetele solicitate cu încărcări ciclice. Aceasta s-a impus și datorită faptului că prin justificările teoretice date proceselor care se produc în timpul solicitărilor repetate nu se elucidează integral problema.

Ruperile de oboseală au o diversitate mare, iar aspectul lor prezintă de obicei două zone distincte :

— ruperea de oboseală propriu-zisă, ce a rezultat în urma fisurării progresive și care are aspectul neted lucios ;

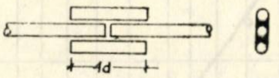
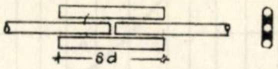
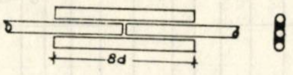
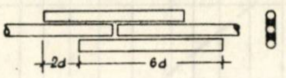
— zona ruperii instantanee finale.

---

*) In figuri s-a notat $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = R$

Tabela 3 a

Rezistennţa la oboseală pentru diverse tipuri de îmbinări sudate ale armăturilor din OL 38

Nr. crt.	Tipul epruvetei	Diametrul (mm)	σ_r (kgf/cm²)	σ_c (kgf/cm²)	Rezist. la oboseală (R_0) (kgf/cm²)
1	Nesudat (material de bază)	Ø 16	4 000	2 566	2 252
		Ø 22	4 090	2 667	2 240
		Ø 28	4 390	2 970	2 270
2	Sudat cap la cap	Ø 16	3 995	2 538	1 220
		Ø 22	4 018	2 515	1 313
		Ø 28	4 422	2 866	1 400
3	Sudat cu eclise	Ø 16	4 024	2 550	1 314
		Ø 22	4 201	2 625	1 245
		Ø 28	4 426	2 821	1 234
4		Ø 16	4 000	2 566	1 247
5		Ø 16	4 000	2 566	1 350
6		Ø 16	4 000	2 566	1 268

Nota :

$$\rho = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0{,}75$$

$$\rho_0 = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0{,}25$$

Tabela 4 a

Încercările la solicitări ciclice ale epruvetelor nesudate Ø 22 mm din OL 38 – Valorile alungirilor specifice remanente

Nr. crt.	Diam. (mm)	σ_{max} (kgf/cm²)	σ_{min} (kgf/cm²)	Numărul de cicluri la care s-a rupt epruveta	Alungiri inclusiv stricţiunea %			Alungiri în afara stricţiunii $\%\delta_u$	OBS.
					δ_5	δ_{10}	δ_{100}		
1	22	3 160	790	313 700	13,6	11,8	14	9,5	
2	22	2 740	685	751 000	10,2	9,1	12	6,2	
3	22	2 740	685	243 000	9,3	6,83	11	4	Amorsarea fisurii în dreptul unui început de coroziune
4	22	2 370	579	1 418 000	6,36	4,1	7	1	
5	22	2 238	553	—	—	—	—	0,6	Epruveta nu s-a rupt la $2{,}05 \times 10^6$ cicluri
6	22	2 238	553	—	—	—	—	0,5	Epruveta nu s-a rupt la $2{,}071 \times 10^6$ cicluri

De regulă amorsarea ruperii de oboseală are originea într-o fisură minusculă, care se întinde progresiv în timpul solicitării repetate. Porţiunea netedă din zona ruperii se datoreşte frecării prelungite a marginilor fisurii şi se situează în zona de amorsare a fisurii iniţiale. Zona ruperii instantanee finale este mată, cu un aspect rugos şi este comparabilă cu aceea obţinută la ruperea prin tracţiune statică.

Fisura progresivă rămîne mult timp necunoscută şi fără nici o manifestare prevestitoare. Pentru ca fisurarea progresivă să poată avea loc este necesar să se îndeplinească două condiţii :

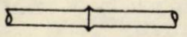
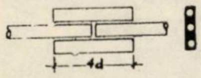
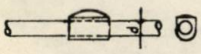
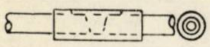
— existenţa eforturilor ciclice ;

— tensiuni superioare în punctul de amorsare.

Rezultă deci că întîlnirea în practică a unor astfel de ruperi marchează existenţa unor regiuni din piesele respective mai sensibile la oboseală. Apare astfel evident că zona de amorsare este unul dintre elementele esenţiale ale cercetării unei ruperi prin fisurare progresivă.

Tabela 3 b

Rezistența la oboseală pentru diverse tipuri de îmbinări sudate ale armăturilor din PC 52 şi OL 52

Tipul epruvetelor	Diam. (mm)	σ_r (kgf/cm²)	σ_c (kgf/cm²)	Rezist. la oboseală (kgf/cm²)	$\frac{R_0}{\sigma_r}$	$\frac{R_0}{\sigma_c}$
	Ø 16	5 270	3 535	1 987	0,377	0,562
Nesudat	Ø 22	5 325	3 404	2 050	0,385	0,602
	Ø 28	6 414	3 823	2 113	0,330	0,553
Sudat cap la cap	Ø 16	5 307	3 335	1 155	0,218	0,347
	Ø 22	5 274	3 321	1 396	0,265	0,420
	Ø 28	6 505	3 830	1 411	0,217	0,369
	Ø 28	6 505	3 830	1 606	0,247	0,420
Sudat cu eclise	Ø 16	5 277	3 516	1 384	0,263	0,394
	Ø 22	5 382	3 460	1 300	0,242	0,376
	Ø 28	6 370	3 907	1 287	0,202	0,329
Sudură tip baie 	Ø 40 (OL × 52)	5 050	3 000	1 150	0,228	0,384*
Sudură cu manşon 	Ø 40 (OL × 52)	5 050	3 000	1 200	0,238	0,40**

$$\rho_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0,75$$

$$\rho_0 = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0,25$$

Nota : * $\rho = 0,35$
** $\rho_0 = 0,33$

Tabela 4 b

Încercările la solicitări ciclice ale epruvetelor sudate cap la cap Ø 28 mm din OL 38 – Valorile alungirilor specifice permanente

Nr. crt.	Diam. (mm)	σ_{max} (kgf/cm²)	σ_{min} (kgf/cm²)	Numărul de cicluri la care s-a rupt epruveta	Alungiri inclusiv stricţiunea (%)			Alung. în afara stricţiunii % δ_u	OBS.
					δ_5	δ_{10}	δ_{100}		
1	28	2 928	732	103 000	9,2	9,0	10,5	4,2	
2	28	2 600	650	303 070	7,15	7,15	9	2,5	
3	28	1 950	488	958 500	5,71	5,36	7,5	1	
4	28	1 625	406	1 112 900	3,92	4,65	6,5	0	
5	28	1 464	366	1 637 700	3,57	2,32	6	0	
6	28	1 396	349	—	—	—	0	0	Epruveta nu s-a rupt la 2 065 770 cicluri

În concluzie, se poate afirma că ruperile prin fisurare progresivă sînt diagramele unde se înscriu fenomenele care le-au dat naştere.

a) Ruperea barelor nesudate prin solicitări ciclice

Barele de oţel OL 38 fiind cu secţiunea constantă se poate considera că eforturile sînt distribuite uniform în secţiune. După numeroase studii efectuate s-a dedus ca regulă, oarecum generală, că fisurile iniţiale se amorsează în dreptul unor defecte fizice cum ar fi incluziunile nemetalice, pori etc.

Pentru aceasta se poate da explicaţia variaţiei rezistenţei de oboseală funcţie de diametru.

Datorită faptului că barele de oţel-beton nu au fost supuse la nici un fel de operaţii de finisare superficială, este de aşteptat ca amorsarea fisurii iniţiale să se producă de preferinţă pe suprafaţa epruvetelor. Aceasta se justifică prin aceea că la suprafaţa barelor sînt numeroase neregularităţi de laminare, cristalitele superficiale au o libertate de deformare mai mare, fiindcă la suprafaţă, de regulă, tensiunile au

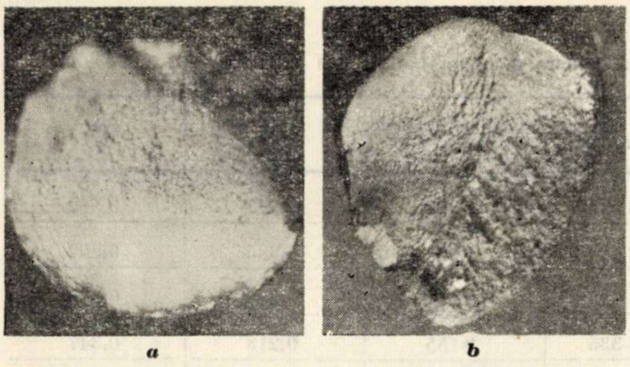


Fig. 11. Aspectul ruperii la oboseală a barelor nesudate din OL 38

a. (proba nr. 166) } Amorsarea s-a produs în dreptul defectelor de pre-
b. (proba nr. 158) } lucrare

valorile maxime şi sînt supuse la coroziunea atmosferică.

Analizînd aspectele ruperilor la oboseală ale barelor nesudate, s-a constatat că amorsarea fisurii iniţiale s-a produs în dreptul unor defecte de laminare, în dreptul unor defecte produse la îndreptarea barelor sau în dreptul unor începuturi de coroziune superficială.

Din analiza profilului ruperilor (modul în care s-a dezvoltat fisura de oboseală transversal barei) rezultă că mai frecvent, la diametrele mici, zona ruperii instantanee finale nu mai rămîne normală pe axa barei în continuarea fisurii iniţiale. Aceasta marchează că în timpul dezvoltării fisurii de oboseală, în urma diminuării treptate a secţiunii, se produc şi unele eforturi suplimentare, datorită dezaxării forţei axiale din bară.

Defectele produse la operaţia de îndreptare s-au dovedit a fi destul de puternice, în special la diametrele mici. Aceasta se observă şi din aspectul ruperilor, deoarece conturul circular al fisurii iniţiale nu s-a păstrat aproape deloc (fig. 11).

Defectele produse de coroziunea superficială din timpul depozitării nu au introdus concentratori puternici de eforturi, lucru ce a permis a se conserva destul de mult conturul circular al fisurii iniţiale cu aspect neted-lucios (fig. 12).

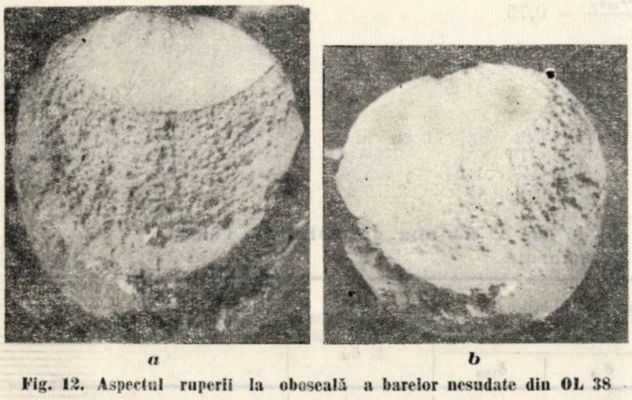


Fig. 12. Aspectul ruperii la oboseală a barelor nesudate din OL 38

a şi b = Amorsarea s-a produs în dreptul unor începuturi de coroziune superficială (proba nr. 162)

Zona ruperii instantanee finale are aspectul similar cu al unei ruperi la tracţiune pentru un oţel tenace. Mai mult chiar, la toate probele încercate în porţiunea ruperii instantanee finale se produce şi un început de stricţiune bine evidenţiat.

La barele de oţel PC 52 încercate, avînd profil periodic, este de aşteptat ca prezenţa nervurilor să ducă la formarea unor zone cu concentrări de tensiuni favorabile amorsării ruperii prin oboseală.

Analizînd aspectul ruperilor la oboseală al barelor nesudate de calitate PC 52, s-a constatat că amorsarea ruperii a avut loc în dreptul racordării nervurii transversale cu nervura longitudinală, în zona unghiului de racordare obtuz. În plus, spre deosebire de OL 38, datorită prezenţei concentratorilor mari de tensiune produşi de nervuri, zona fisurii iniţiale netede este destul de redusă (fig. 13 a, b, c).

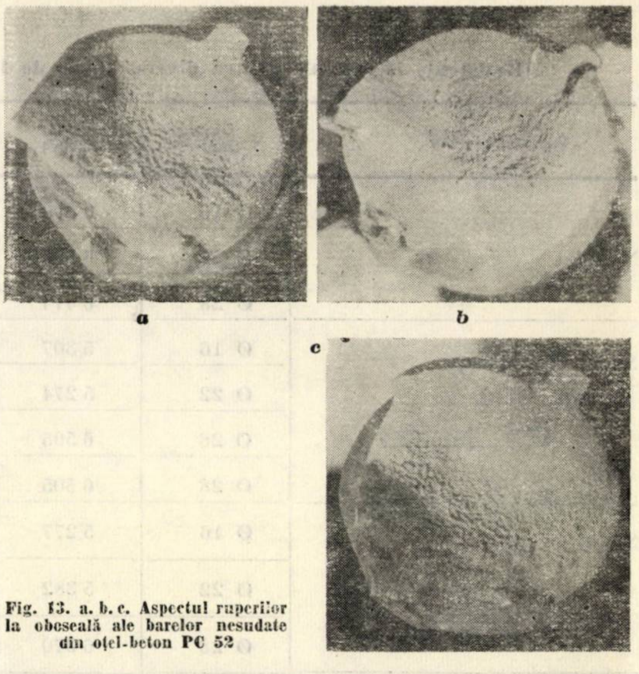


Fig. 13. a, b, c. Aspectul ruperilor la oboseală ale barelor nesudate din oţel-beton PC 52

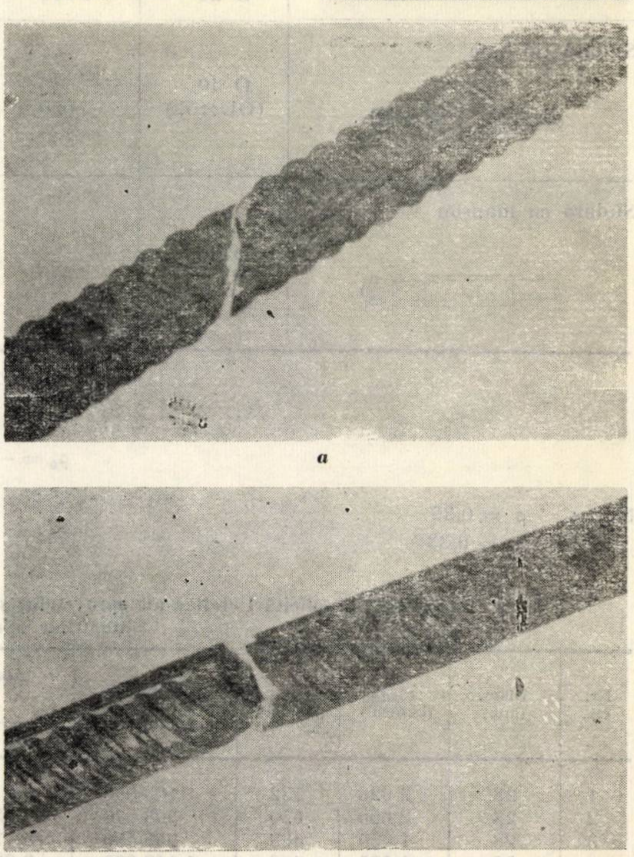
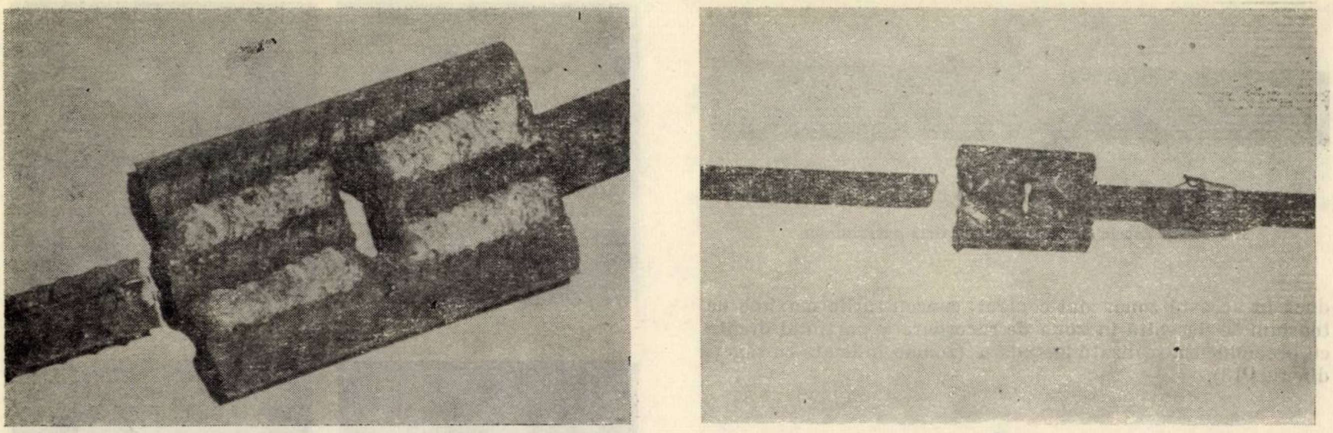


Fig. 14. Aspectul ruperilor la oboseală ale barelor nesudate din oţel-beton PC 52

Mai mult, aceşti concentratori mari de tensiune favorizează dezvoltarea unor amorsări multiple, ce se dezvoltă în planuri diferite (fig. 13 b). Un aspect general al ruperii acestor epruvete s-a prezentat în figura 14.

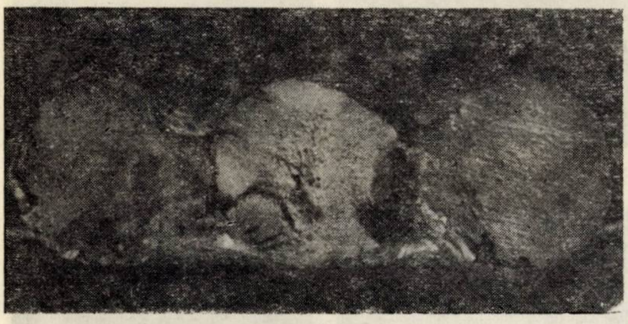
b) Ruperea barelor sudate cu eclise

La îmbinările sudate cu eclise este de aşteptat ca amorsarea fisurii iniţiale să se producă în zona de capăt a cordoanelor de sudură şi a ecliselor. Aceasta, de altfel, s-a confirmat la toate încercările efectuate (fig. 15).



a *b*

Fig. 15. a. b. Ruperea barelor sudate cu eclise cap la cap supuse la solicitări oscilante



a

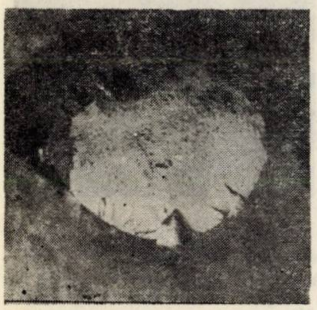


Fig. 16. a. b. (proba nr. 170). Aspectul ruperii la oboseală a barelor din OL 38 ∅ 16 mm sudate cu eclise

Pentru a se cunoaşte influenţa lungimii eclisei s-au efectuat încercări cu diverse lungimi de eclise. Şi în acest caz ruperea s-a produs la capătul ecliselor.

Analizîndu-se aspectul ruperii la oboseală se constată că amorsarea fisurii iniţiale are loc în toate cazurile simultan în dreptul a două-trei cordoane de sudură. Amorsarea multiplă la toate probele încercate marchează efectul important al concentratorilor de tensiune introduşi de cordoanele de sudură şi eclise.

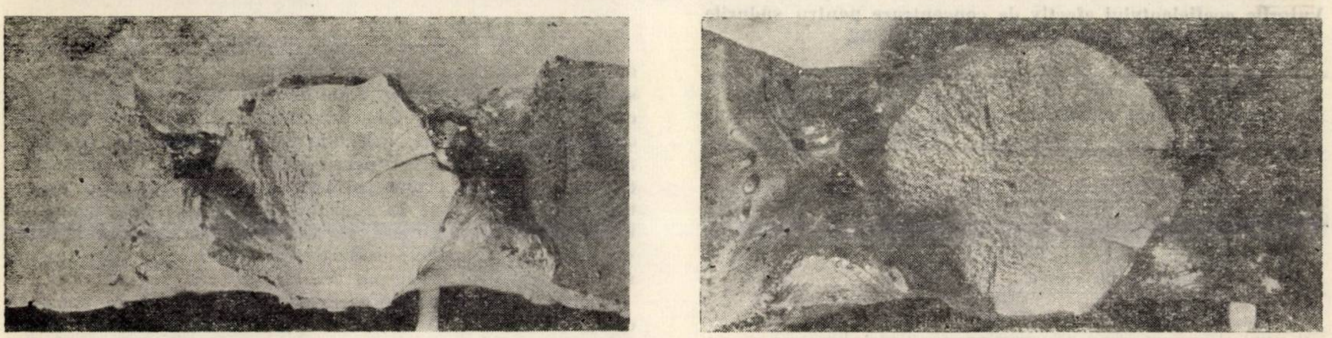
Şi la epruvetele din PC 52, îmbinate cu eclise, ruperile s-au amorsat la începutul cordoanelor de sudură. În cazul în care capetele cordoanelor de sudură sînt decalate, s-a constatat amorsarea ruperilor în mai multe planuri (fig. 17 a 1).

Deşi efectul concentratorilor introduşi de sudură este destul de pronunţat, totuşi, în cazul în care fisurarea începe la solicitări mai reduse, zona netedă iniţială poate fi chiar şi mult dezvoltată în secţiune (fig. 17 a 2).

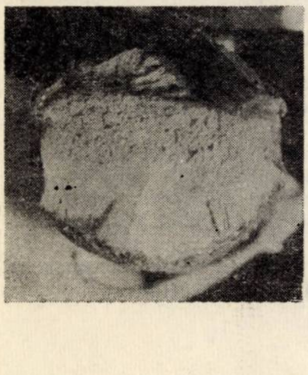
Din analiza aspectului ruperilor probelor îmbinate cu eclise nu se observă diferenţieri sensibile în funcţie de variaţia diametrelor barelor, a lungimii ecliselor, precum şi în funcţie de variaţia calităţii armăturii.

e) Ruperea barelor sudate cap la cap prin topire intermediară

Prezenţa sudurii şi a proeminenţei realizate la presarea capetelor barelor introduce un puternic concentrator de tensiuni, fapt care determină ca amorsarea ruperii să se pro-

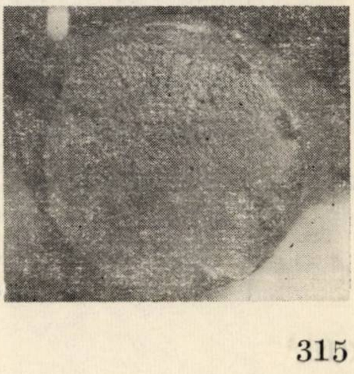


a 1 *a 2*



b 1

Fig. 17 a. b. Aspectul ruperilor la oboseală ale barelor din oţel-beton PC 52 sudate cu eclise



b 2

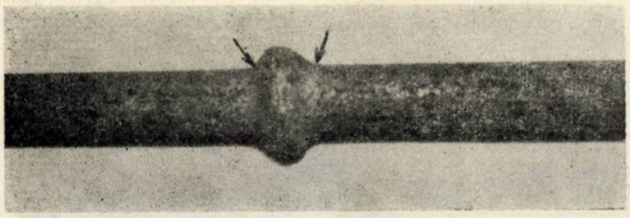


Fig. 18. Zonele de concentrare maximă a tensiunilor

ducă în această zonă. Mai concret, concentrările maxime de tensiuni se dezvoltă în zona de racordare a porţiunii drepte cu proeminenţa realizată la sudare (zonele indicate cu săgeţi din fig. 18).

Tabela 5 a

Valorile coeficientului efectiv de concentrare pentru sudurile cap la cap şi cu eclise la OL 38

Diametrul	Tipul sudurii	Valorile rezistenţei la oboseală (kgf/cm²)	Coeficientul efectiv de concentrare
Ø 16 mm	Nesudat	2 252	–
	Sudură cap la cap	1 220	0,542
	Sudură cu eclise	1 314	0,582
Ø 22 mm	Nesudat	2 240	–
	Sudură cap la cap	1 313	0,586
	Sudură cu eclise	1 245	0,556
Ø 28 mm	Nesudat	2 270	–
	Sudură cap la cap	1 400	0,617
	Sudură cu eclise	1 234	0,544

Tabela 5 b

Valorile coeficientului efectiv de concentrare pentru sudurile cap la cap şi cu eclise la PC 52

Diametrul	Tipul sudurii	Valorile rezistenţei la oboseală (kgf/cm²)	Coeficientul efectiv de concentrare
Ø 16 mm	Nesudat	1 987	–
	Sudură cap la cap	1 155	0,582
	Sudură cu eclise	1 384	0,696
Ø 22 mm	Nesudat	2 050	–
	Sudură cap la cap	1 396	0,681
	Sudură cu eclise	1 300	0,635
Ø 28 mm	Nesudat	2 113	–
	Sudură cap la cap	1 411	0,670
	Sudură cu eclise	1 322	0,627
	Sudură cap la cap cu bavura strunjită	1 642	0,777

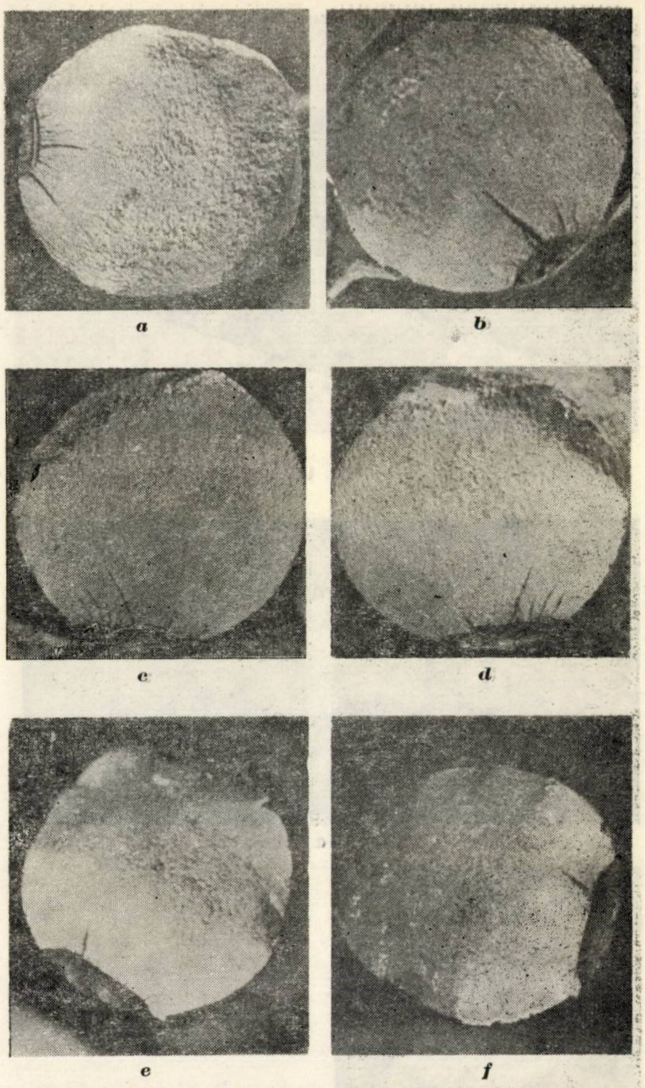


Fig. 19. Aspectul ruperii la oboseală a barelor OL 38 sudate cap la cap. Amorsarea ruperii s-a produs în dreptul defectelor introduse la sudare

a, b. Bare Ø 22 cu defecte puternice (proba nr. 142); c. d. – bare Ø 22 cu defecte puternice (proba nr. 143); e.f. – bare Ø28 cu defecte puternice (proba nr. 181)

La probele încercate, amorsarea fisurilor iniţiale, care au condus la rupere, s-a produs la o oarecare distanţă de sudură, depăşind frecvent zona de influenţă a încălzirii, după cum rezultă din figurile 24 şi 25 precum şi din tabela 5. În unele cazuri, la diametrele mici, la care sudarea se realizează mai greu s-a produs ruperea chiar în zona de contact a celor două capete, probe care s-au considerat defectuos executate şi nu s-au luat în considerare. Se menţionează că la unele probe, după rupere, s-au observat începuturi de fisuri de oboseală în zonele indicate în figura 18, dar acestea nu s-au dezvoltat decît parţial.

Urmărind mai îndeaproape aspectul ruperii se constată că amorsarea fisurii iniţiale s-a produs în toate cazurile în dreptul unor defecte generate de sudură. Prinderea barelor în instalaţia de sudat se face cu nişte bacuri de cupru care asigură centrarea, presarea şi totodată legătura electrică. La contactul dintre bară şi bacuri, în timpul sudării, s-au produs unele mici scurt-circuite, care au produs topirea locală a materialului şi deci unele defecte superficiale.

Acestea constituie amorsele fisurilor iniţiale ale ruperilor prin oboseală.

Concentrarea tensiunilor introduse de aceste defecte este destul de puternică şi în afară de faptul că, în toate cazurile, au condus la rupere, au facilitat şi amorsarea multiplă a fisurilor iniţiale. Aceasta se observă, de altfel, clar din fotografiile din figurile 19 a – 19 f, unde în zona fisurii iniţiale sînt unele striuri radiale care încep în zona de amorsare şi dispar pe măsura avansării ruperii în secţiune.

Totodată se observă că aceste striuri radiale sînt mai pronunţate la diametrele mai mici şi la solicitările mari. Dezvoltarea fisurii iniţiale în secţiune este influenţată de mărimea solicitărilor şi de dimensiunea defectelor. Astfel, la solicitări puternice, fisura iniţială se dezvoltă puţin în secţiune (zona netedă redusă fig. 20 a şi b), iar la solicitări reduse, ca şi în cazul unor defecte mici, fisura iniţială se dezvoltă mutl în secţiune (fig. 21 a şi b şi fig. 22 a şi b).

Limita fisurii iniţiale (zona netedă), la unele probe, mai păstrează conturul parţial curb (fig. 19 e şi f), cînd diametrul barei este mare. În rest însă, limita fisurii iniţiale este apropiată de o dreaptă.

Aceasta demonstrează că tensiunile în secţiune nu se mai pot dezvolta uniform datorită prezenţei defectelor introduse la sudură, iar forma circulară a fisurii iniţiale nu se mai păstrează.

La unele probe cu diametrul de 28 mm s-au observat, după rupere, şi alte fisuri de oboseală amorsate în zona de racordare a proeminenţei realizate la sudură cu restul barei. Aceasta demonstrează că efectul concentrărilor de tensiuni introduse de aceste defecte scade o dată cu creşterea diametrului.

În barele sudate cap la cap prin topire intermediară, prezenţa proeminenţei realizate la presarea capetelor barelor introduce un puternic concentrator de tensiuni şi la barele de calitate PC 52, ceea ce condiţionează ca amorsarea ruperii să se producă în această zonă. Astfel se explică de ce în acest caz zona iniţială nu este netedă şi lucioasă (fig. 23 a şi b), deşi această zonă se observă că este mult dezvoltată în secţiune. Mai mult, se disting clar şi unele amorsări multiple caracteristice concentratorilor mari de eforturi, care încep îndeosebi din dreptul nervurilor longitudinale.

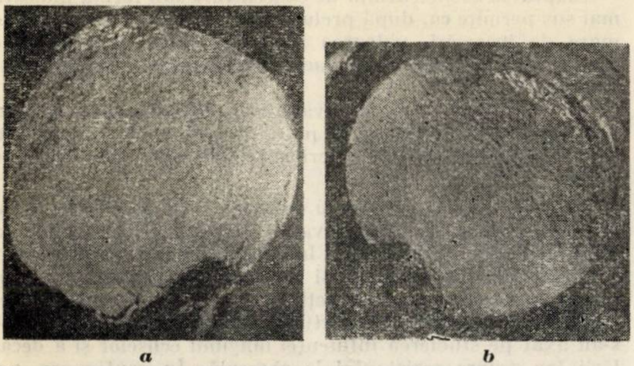

a *b*

Fig. 20. Aspectul ruperii la oboseală a barelor OL 38 sudate cap la cap; bare ∅ 22 supuse la solicitări puternice (proba nr. 146)

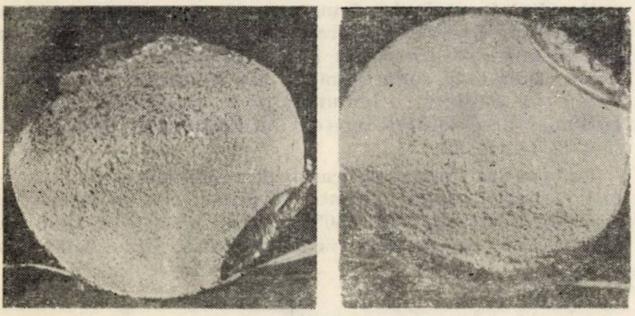
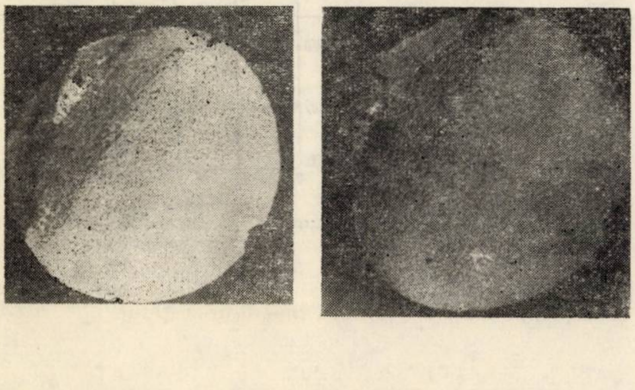
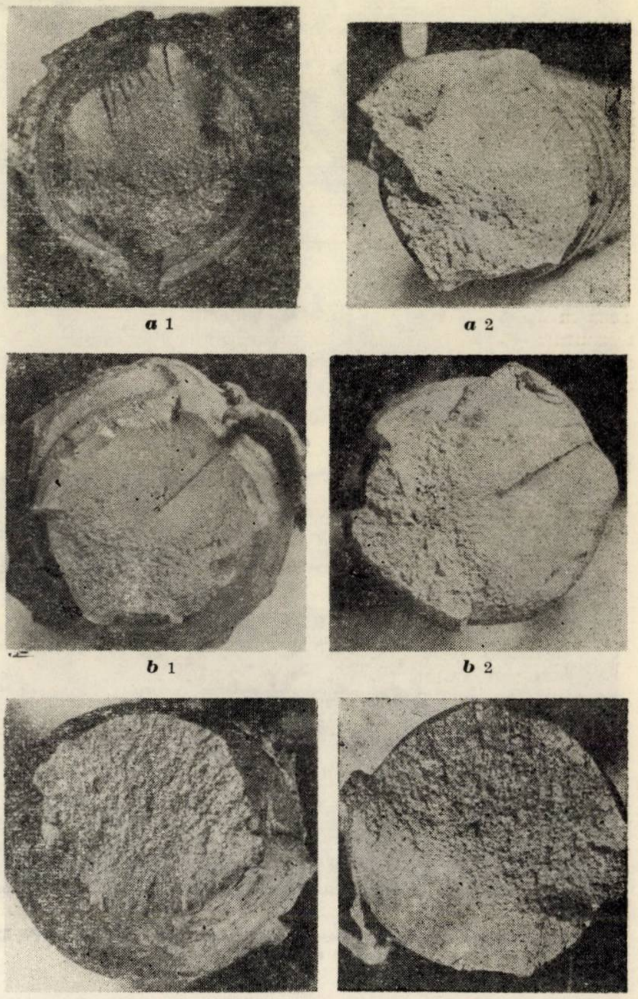

a *b*

Fig. 21. Aspectul ruperii la oboseală a barelor OL 38 sudate cap la cap; bare ∅ 22 supuse la solicitări moderate (proba nr. 145)

Fig. 22. Aspectul ruperii la oboseală a barelor OL 38 sudate cap la cap; bare ∅ 28 ce au defecte reduse (proba nr. 184)

a *b*




a 1 *a* 2

b 1 *b* 2

c 1 *c* 2

Fig. 23.a, b, c. Aspectul ruperilor la oboseală ale barelor din oţel-beton PC 52 sudate cap la cap

La solicitări mari şi la proeminenţe mari realizate la sudură, fisura iniţială este foarte puţin dezvoltată (fig. 23 c).

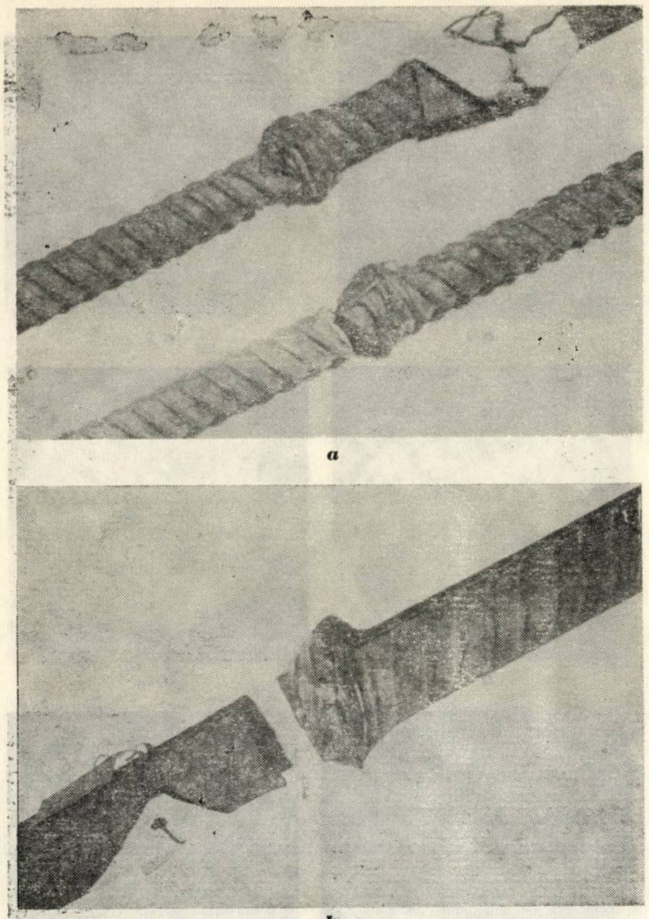
Polizîndu-se bavura (proeminenţa) realizată la sudură prin presare, s-a constatat că zona de amorsare are loc departe de sudură, în dreptul unor defecte produse de bacurile instalaţiei de sudat. Aceasta scoate în evidenţă cele semnalate şi anume că proeminenţa realizată la sudura cap la cap prin presare constituie un puternic concentrator de eforturi.

Şi în acest caz, după cum se vede din figurile 24 şi 25, ruperile au un caracter casant, fără alungiri, lucru constatat de altfel şi la îmbinările cu eclise (fig. 15).

În concluzie, se poate afirma că ruperea la oboseală a barelor sudate cap la cap este influenţată direct de prezenţa defectelor introduse la sudare. Influenţa acestor defecte creşte o dată cu scăderea diametrului, fapt care impune ca cel puţin pentru diametre inferioare (Ø 16 mm, Ø 25 mm) să se prevadă măsuri pentru înlăturarea producerii unor astfel de defecte.

C. Influenţa diferiţilor factori asupra rezistenţei la oboseală a barelor de oţel-beton OL 38 şi PC 52 îmbinate prin sudură

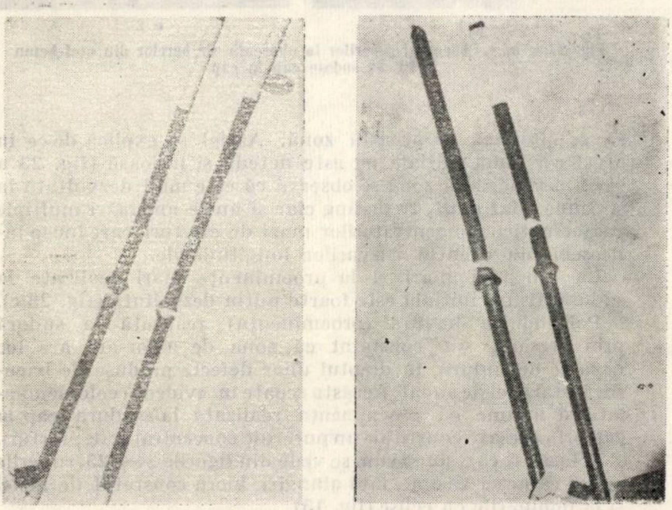
Pentru a se putea analiza rezultatele la oboseală obţinute la încercarea barelor de oţel-beton îmbinate prin sudură, trebuie urmăriţi factorii care au influenţat aceste valori. Dintre aceştia s-au analizat : tipul sudurii, lungimea ecliselor,



a

b

Fig. 24 – Aspectul ruperii la oboseală a barelor din oțel-beton PC 52 sudate cap la cap



a 1 a 2

Fig. 25 – Aspectul ruperii la oboseală a barelor din oțel-beton OL 38 sudate cap la cap

polizarea bavurii la sudură cap la cap prin topirea intermediară, diametrul barelor etc.

a) *Influența tipului de sudură, a lungimii ecliselor și a dimensiunilor bavurilor de la sudarea cap la cap*

Ca urmare a faptului că, în zona sudurii, racordarea cu restul barei este variabilă și că prin sudare se produc și unele neomogenități locale, eforturile în secțiune prezintă variații brusce.

Ca urmare a acestui fapt local se produc concentratori mari de tensiune care pot depăși chiar limita de elasticitate. Efectul acestor concentratori de tensiuni se manifestă prin diminuarea rezistenței mecanice în special la solicitări repetate. În vederea precizării gradului de diminuare a valorilor rezistențelor la solicitări repetate, s-a stabilit un coeficient de concentrare. În acest caz, coeficientul de concentrare s-a definit a fi raportul dintre rezistența la oboseală a epruvetei cu concentrator și rezistența la oboseală a epruvetei nesudate.

Valorile coeficienților de concentrare s-au stabilit experimental prin încercarea comparativă a epruvetelor nesudate și sudate, extrase din aceeași bară. Aceasta a permis o comparare directă a valorilor obținute și a se defini între ce limite pot varia coeficienții efectivi de concentrare.

Valorile coeficientului efectiv de concentrare, determinat ca raportul dintre rezistența la oboseală a barei nesudate și a barei sudate, s-a trecut în tabela 5 și în figurile 26 și 27.

Din analiza valorilor coeficientului efectiv de concentrare rezultă atît la OL 38 cît și la PC 52 că la sudura cu eclise, pe măsura creșterii diametrului, crește și efectul concentratorilor introduși de sudură, pe cînd la sudurile cap la cap, prin topire intermediară, situația este inversă.

După cum rezultă din literatura de specialitate, variația coeficientului efectiv de concentrare, pentru diferite grade de asimetrie a ciclului, este mică (circa 10%), valoarea cea mai mică corespunzînd ciclului alternant asimetric.

Aceasta permite să se folosească cu suficientă precizie coeficienții astfel determinați pentru cazurile curente.

Adaptarea coeficientului de concentrare sub forma indicată mai sus permite ca, după prelucrarea statistică a unui număr mare de încercări, valoarea medie obținută să reprezinte coeficientul condițiilor de lucru corespunzător sudurii respective.

Dintr-o primă analiză a valorilor, obținute chiar pentru un număr redus de probe, se pot desprinde unele concluzii în ceea ce privește limitele valorilor coeficienților condițiilor de lucru.

Totodată rezultă că pentru coeficienții condițiilor de lucru ar fi necesar să se adopte valori diferențiate nu numai în funcție de tipul sudurii, ci și în funcție de diametrul barelor.

Încercările s-au efectuat și în direcția stabilirii unor condiții prin care să se poată acționa în vederea reducerii efectului concentratorilor de eforturi. În prima etapă, încercările s-au axat pe studierea influenței lungimii ecliselor și a decalării lor asupra rezistenței la oboseală. În continuare, s-a studiat și influența polizării bavurii la sudurile cap la cap și a aplicării unui tratament termic final.

Rezultatele obținute demonstrează că variația lungimii ecliselor cît și decalarea acestora în limite reduse de circa 2Ø nu afectează rezistența la oboseală. Eliminînd proeminența realizată la sudarea cap la cap a barelor prin polizare locală, s-a constatat o îmbunătățire a comportării în sensul că limita de oboseală a crescut în medie cu 10% la PC 52 și 20% la OL 38.

Tratamentul termic aplicat pentru îmbinările cu eclise a fost realizat în două variante. În primul caz, încălzirea s-a efectuat treptat pînă la 450°C și după menținere timp de 2 ore și 30′ s-a efectuat răcirea treptată. În al doilea caz

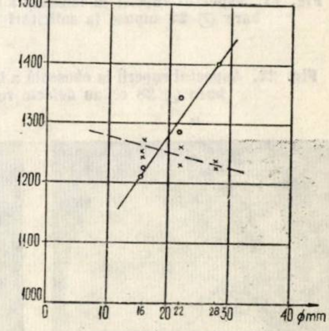


Fig. 26. Variația rezistenței la oboseală în funcție de diametrul barelor de oțel-beton OL 38 îmbinate prin sudură cap la cap prin topire intermediară și cu eclise

s-a schimbat numai temperatura care s-a ridicat la 600°C. Restul condiţiilor au rămas aceleaşi, iar după răcirea completă, epruvetele s-au încercat în aceleaşi condiţii ca probele obişnuite. Rezultatele obţinute au arătat că tratamentul termic astfel aplicat nu influenţează în nici un mod rezistenţa la oboseală.

Prin încercările viitoare se va căuta să se stabilească concret şi variaţia coeficientului condiţiilor de lucru în funcţie de gradul de asimetrie a ciclului, precum şi valoarea acestuia pentru alte tipuri de suduri. Încercările viitoare urmăresc şi definirea coeficientului condiţiilor de lucru, ţinînd cont că, în cazul înglobării barelor în beton, situaţia se îmbunătăţeşte. Astfel, dacă pentru barele nesudate, rezistenţa la oboseală creşte cu circa 20%, cînd sînt înglobate în beton, faţă de barele încercate separat, la suduri situaţia este şi mai avantajoasă (aceasta corespunzător datelor prezentate de St. Soretz în Beton Armé oct. 1965).

Faptul se explică prin aceea că probabilitatea dezvoltării fisurilor din beton, în zona îmbinărilor sudate, este redusă şi deci concentrările maxime de eforturi care apar în acest caz în armături se dezvoltă în alte zone, ceea ce face ca barele îmbinate prin sudură să lucreze în condiţii mai avantajoase.

b) *Influenţa dimensiunilor barelor* (diametrul)

Este cunoscut faptul că variaţia dimensiunilor poate influenţa caracteristicile de rezistenţă a barelor de oţel-beton.

Pentru solicitări statice, acest lucru, de exemplu, s-a evidenţiat prin diferenţierea rezistenţelor normate. Se aşteaptă ca şi rezistenţa la oboseală să fie influenţată de variaţia diametrului. Cunoaşterea factorului dimensional este foarte importantă, deoarece subaprecierea acestuia poate duce uneori la subdimensionare. Factorul dimensional este mult influenţat de prezenţa concentratorilor de tensiune şi de utilizarea oţelurilor de rezistenţă ridicată.

Încercările efectuate pentru determinarea rezistenţei la oboseală au demonstrat că, şi în acest caz, caracteristicile depind de dimensiunile probelor.

Rezultatele obţinute la încercarea barelor OL 38 şi PC 52 nesudate, trecute în diagramele din figurile 28 şi 29, demonstrează că rezistenţa la oboseală depinde de dimensiunile barelor încercate.

Pentru a se elimina influenţa variaţiei caracteristicilor epruvetelor încercate s-a prezentat variaţia raporturilor dintre rezistenţa la oboseală şi rezistenţa la rupere şi curgere.

Din analiza datelor trecute în figurile 28 şi 29 se observă că o dată cu creşterea diametrului scade rezistenţa la oboseală. Mai mult, la limită pentru OL 38, se deduce că rezistenţa la oboseală tinde către valoarea rezistenţei de curgere a oţelului. Aceasta demonstrează că limita către care poate tinde rezistenţa la oboseală, în cazul în care se pot elimina factorii perturbatori, este rezistenţa de curgere a oţelului.

În aceeaşi figură s-a prezentat şi raportul dintre rezistenţa la oboseală şi rezistenţa de rupere. Se observă şi în acest caz dependenţa în raport cu diametrul probelor. La limită, în acest caz, raportul dintre rezistenţa la oboseală şi rezistenţa de rupere este aproximativ egal cu raportul dintre rezistenţa de curgere şi rezistenţa de rupere. Aceasta confirmă încă o dată că valoarea teoretică către care poate tinde rezistenţa la oboseală este limita de curgere.

La epruvetele de calitate PC 52 rezultatele sînt parţial diferite. Astfel, după cum rezultă din figura 29, la limită, rezistenţa la oboseală nu este comparabilă ca valoare cu rezistenţa de curgere, ci într-o oarecare măsură mai redusă. Aceasta se explică prin aceea că, la barele cu profil periodic, nervurile introduc concentratori puternici de eforturi care modifică rezultatele.

Admiţîndu-se valabile constatările de la barele netede OL 38, în ceea ce priveşte corelaţia dintre limita de curgere, rupere şi rezistenţa la oboseală, şi la oţelul PC 52 s-ar putea explica unele aspecte care la prima vedere apar contradictorii şi în plus unele criterii de îmbunătăţiri a oţelului.

Rezultă astfel că prezenţa nervurilor reduce mult rezistenţa la oboseală, care ar fi de circa 30% pentru oţelul PC 52 încercat.

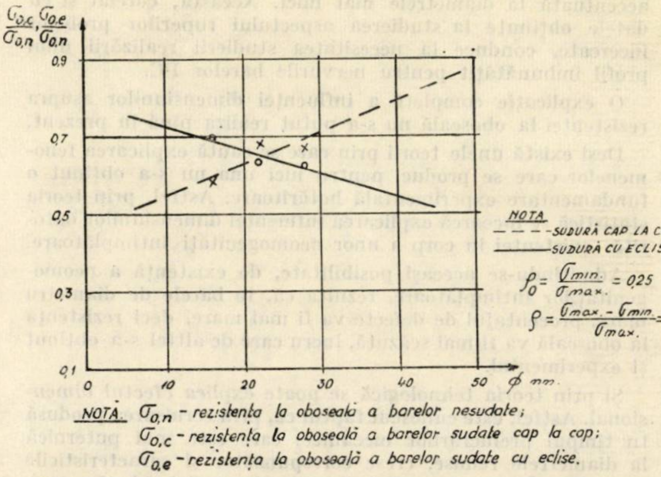


Fig. 27. Variaţia coeficientului condiţiilor de lucru la îmbinările sudate cu eclise şi cap la cap, în funcţie de diametrul barelor pentru oţelul PC 52

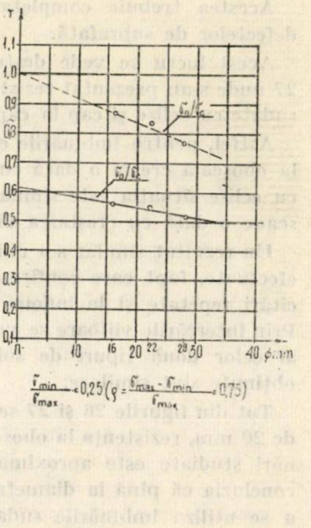
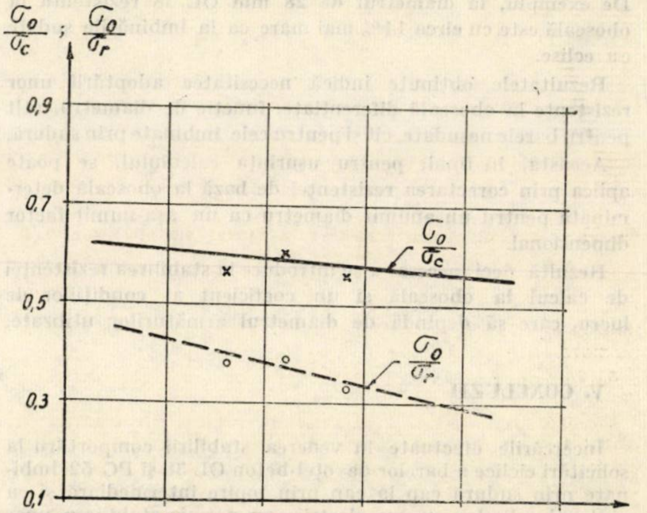


Fig. 28. Variaţia raportului dintre rezistenţa la oboseală şi rezistenţa la curgere şi rupere în funcţie de diametru pentru barele de oţel-beton OL 38

Fig. 29. Variaţia raportului dintre rezistenţa la oboseală şi rezistenţa la curgere şi rupere în funcţie de diametru pentru barele din oţel-beton PC 52 nesudate



În plus se mai constată că influenţa nervurilor este mai accentuată la diametrele mai mici. Aceasta, corelat şi cu datele obţinute la studierea aspectului ruperilor probelor încercate, conduce la necesitatea studierii realizării unui profil îmbunătăţit pentru nervurile barelor PC.

O explicaţie completă a influenţei dimensiunilor asupra rezistenţei la oboseală nu s-a putut realiza pînă în prezent.

Deşi există unele teorii prin care se caută explicarea fenomenelor care se produc, pentru nici una nu s-a obţinut o fundamentare experimentală hotărîtoare. Astfel, prin teoria statistică se încearcă explicarea influenţei dimensiunilor datorită existenţei în corp a unor neomogenităţi întîmplătoare.

Admiţîndu-se aceeaşi posibilitate, de existenţă a neomogenităţilor întîmplătoare, rezultă că, în barele de diametru mare, procentajul de defecte va fi mai mare, deci rezistenţa la oboseală va fi mai scăzută, lucru care de altfel s-a obţinut şi experimental.

Şi prin teoria tehnologică se poate explica efectul dimensional. Astfel, este cunoscut faptul că, prin ecruisarea produsă în timpul prelucrărilor mecanice, care este mai puternică la diametrele reduse, cresc corespunzător şi caracteristicile mecanice. În cazul studiat, teoria tehnologică îşi găseşte o justificare mai plauzibilă decît la alte încercări, deoarece epruvetele pentru încercări nu au fost supuse la nici un fel de prelucrări, cum ar fi de exemplu polizarea, strunjirea etc., ci s-au folosit direct barele de oţel-beton aşa cum se laminează.

Ambele teorii justifică unele aspecte ale problemei.

Acestea trebuie completate şi cu precizarea influenţei defectelor de suprafaţă.

Acest lucru se vede destul de clar şi din figurile 26 şi 27 unde s-au prezentat rezistenţele la oboseală pentru barele sudate cu eclise şi cap la cap prin topire intermediară.

Astfel, pentru îmbinările cu sudură cap la cap, rezistenţa la oboseală creşte o dată cu diametrul, pe cînd la sudurile cu eclise situaţia este similară ca la barele nesudate, adică scade o dată cu creşterea diametrului.

Un rezultat similar s-a obţinut şi la încercările de îndoire efectuate, fapt care confirmă că între comportarea la solicitări repetate şi la îndoire există o oarecare dependenţă. Prin încercările viitoare se vor urmări unii parametri comuni ai celor două tipuri de solicitări, pentru care rezultatele obţinute sînt similare.

Tot din figurile 26 şi 27 se deduce că în jurul diametrului de 20 mm, rezistenţa la oboseală a celor două tipuri de îmbinări studiate este aproximativ egală. Aceasta conduce la concluzia că pînă la diametre de 20 mm este recomandabil a se utiliza îmbinările sudate cu eclise la care rezistenţa la oboseală este mai mare. Peste diametrul de 20 mm sînt recomandate îmbinările cu sudură cap la cap prin topire intermediară, la care rezistenţa la oboseală este mai mare. De exemplu, la diametrul de 28 mm OL 38 rezistenţa la oboseală este cu circa 14 % mai mare ca la îmbinările sudate cu eclise.

Rezultatele obţinute indică necesitatea adoptării unor rezistenţe la oboseală diferenţiate, funcţie de diametru, atît pentru barele nesudate, cît şi pentru cele îmbinate prin sudură.

Aceasta, în final, pentru uşurinţa calculului, se poate aplica prin corectarea rezistenţei de bază la oboseală determinată pentru un anumit diametru cu un aşa-numit factor dimensional.

Rezultă deci necesar a se introduce la stabilirea rezistenţei de calcul la oboseală şi un coeficient al condiţiilor de lucru, care să depindă de diametrul armăturilor utilizate.

V. CONCLUZII

Încercările efectuate în vederea stabilirii comportării la solicitări ciclice a barelor de oţel-beton OL 38 şi PC 52 îmbinate prin sudură cap la cap prin topire intermediară şi cu ajutorul ecliselor cu arc electric, au permis stabilirea unor date care prezintă o deosebită importanţă.

Rezumate în cîteva fraze, concluziile acestor încercări sînt următoarele :

1. Rezistenţele la oboseală ale *barelor cu îmbinări sudate* sînt de acelaşi ordin de mărime la sortimentele de oţel OL 38, OL × 52 şi PC 52 din producţia curentă, care au fost încercate, variaţiile lor fiind cuprinse între circa 1 150 şi 1 400 kgf/cm^2.

Limitele superioare se ating la barele de diametru mare sudate cap la cap şi la cele de diametru mic îmbinate cu eclise.

Limitele inferioare corespund barelor de diametru mic sudate cap la cap şi de diametru mare îmbinate cu *eclise sau cu jgheab şi manşon*.

În jurul diametrului de 20 mm rezistenţa la oboseală a celor două tipuri de suduri este aproximativ egală. Rezultă că ar fi recomandabil ca îmbinările cu eclise să se utilizeze în cazul folosirii ca armături a barelor de oţel-beton cu diametre sub 20 mm şi îmbinările cap la cap prin procedeul topirii intermediare la barele cu diametru peste 20 mm.

Rezultatele obţinute demonstrează în plus necesitatea adoptării unor rezistenţe la oboseală dependente de diametru, atît pentru barele sudate, cît şi pentru cele nesudate.

Aceasta impune necesitatea prevederii unor coeficienţi ai condiţiilor de lucru diferiţi.

2. În vederea eliminării efectului variaţiei de secţiune în zona sudurii, s-a polizat proeminenţa rezultată prin sudare.

Încercările ulterioare asupra cîtorva epruvete sudate cap la cap au indicat creşterea rezistenţei la oboseală cu aproximativ 20 % (R_0 circa 1 650 kgf/cm^2 pentru Ø 28 mm) faţă de epruvetele sudate cap la cap nepolizate. Tehnologic, s-a dovedit că la astfel de suduri se pot diminua dimensiunile acestei proeminenţe, ceea ce poate constitui un avantaj care nu trebuie neglijat.

3. Deşi oţelul de bază are rezistenţe statice de rupere, limite de curgere şi compoziţii chimice diferite, se constată că rezistenţele la oboseală ale *barelor nesudate* sînt de ordinul a *2 250* kgf/cm^2 pentru barele netede OL 38 şi de ordinul *2 000—1 200* kgf/cm^2 pentru barele din oţel PC 52. Media rezistenţei la oboseală a oţelului PC 52 nesudat, de 2 050 kgf/cm^2, este cu 200 kgf/cm^2 sub rezistenţa la oboseală medie a oţelului OL 38, încercat.

4. Limitele de curgere ale oţelului OL 38 la încercări statice au variat între circa 2 500 şi 3 000 kgf/cm^2, rezistenţele la rupere între circa 4 000 şi 4 400 kgf/cm^2 faţă de limitele de curgere cuprinse între 3 500 şi 3 800 kgf/cm^2 şi rezistenţele de rupere variind între 5 300 şi 6 400 kgf/cm^2 determinate la încercările statice ale oţelului PC 52.

5. După cum se constată, reducerile de rezistenţă sub acţiunea oboselii sînt deosebit de severe la oţelul PC 52, făcînd să dispară diferenţele importante dintre acestea şi oţelul OL 38, care se remarcă la încercările statice sau chiar să apară o situaţie mai proastă, ca în cazul coborîrii rezistenţei la oboseală a barelor PC nesudate la circa 2 050 kgf/cm^2 faţă de barele nesudate din oţel OL 38 cu 2 250 kgf/cm^2.

6. Se impune deci revederea formei nervurilor oţelurilor PC 52 în vederea reducerii concentrărilor de tensiuni care se produc prin variaţiile prea brutale ale secţiunilor.

7. Rezultatele prezentate trebuie să constituie un avertisment, deoarece din unele încercări efectuate şi pe oţeluri laminate îmbinate prin sudură rezultă o situaţie asemănătoare a rezistenţelor la oboseală ale acestora.

Este necesar deci ca proiectanţii să nu ia din diverse publicaţii apărute în străinătate valori ale rezistenţelor la oboseală obţinute pe alte materiale sudate, iar în normele de calcul să introducem valorile determinate pe materialele noastre din producţia curentă, pentru că altfel în unele cazuri putem rămîne descoperiţi faţă de valorile luate în calculele de rezistenţă.

8. În tabela 6 se arată valorile coeficientului γ_s ce se propun a fi luate în considerare deocamdată în calculul elementelor de construcţie solicitate la încărcări repetate, în cazul înnădirii armăturilor prin suduri de tipurile studiate.

Tabela 6

Tipul îmbinării sudate	Calitate oţel	Valorile coeficientului γ_s propuse		Valorile coeficientului γ_s din normativul P – 62
		$\varnothing < 20$ mm	$\varnothing \geqslant 20$ mm	
Sudură cap la cap prin topire intermediară	OL 38	0,5	0,55	0,9
	PC 52	0,55	0,65	0,8
Sudură cu eclise	OL 38	0,55	0,5	0,9
	PC 52	0,65	0,6	0,8

9. La îmbinările sudate cap la cap prin procedeul topirii intermediare s-a constatat că amorsarea fisurilor de oboseală se produce în zona unor defecte generate de instalaţia de sudat (zona de strîngere în bacuri) sau în zona de racordare a porţiunii drepte cu proeminenţa realizată la sudare.

Defectele generate de instalaţia de sudat pot fi înlăturate prin soluţionarea optimă a prinderii capetelor barelor în bacurile maşinii de sudat, astfel încît să fie evitată posibilitatea apariţiei unor mici scurtcircuite.

10. S-au efectuat încercări la oboseală ale unor îmbinări sudate cu eclise de lungimi variabile şi cu eclise sudate decalat.

Rezultatele obţinute au arătat că rezistenţa la oboseală nu este influenţată de lungimea ecliselor sau de poziţionarea lor decalată şi nici de aplicarea ulterioară a unui tratament termic barelor în zona sudurii.

11. Rezultă în plus că asemenea încercări trebuie continuate şi lărgite, spre a se obţine un tablou cît mai complet al fenomenelor şi în acelaşi timp spre a se găsi soluţiile cele mai eficiente de ameliorare a actualelor tipuri de îmbinări sudate sau alte soluţii de îmbinare cu ajutorul cărora să asigurăm o îmbunătăţire substanţială a comportării lor la oboseală.

12. Asemenea încercări sînt în curs. Autorii speră să poată reveni asupra problemei studiate cu date suplimentare.

Cimenturi albe şi colorate şi folosirea lor în construcţii*

Ing. Maria Enculescu şi ing. E. Marton

1. GENERALITĂŢI

Perspectiva dezvoltării producţiei de ciment alb, la un nivel superior celui actual, a pus problema cercetării şi realizării, pe baza materiilor prime din ţara noastră, de cimenturi albe cu caracteristici superioare.

Este cunoscut că cimentul Portland alb are în principiu aceeaşi tehnologie de fabricaţie ca a cimentului Portland obişnuit, însă necesită luarea unor măsuri speciale în selecţionarea materiilor prime.

Una din caracteristicile principale şi specifice acestui ciment este coeficientul de reflexie ridicat, care nu se poate obţine decît în cazul folosirii următoarelor materii prime: calcare, argile, bentonite, caolinuri, nisipuri, diatomite etc. cu conţinut cît mai redus de oxizi de fier, mangan, crom, care conferă clincherului o coloraţie nedorită. Acest fapt face ca zăcămintele de materii prime utilizabile în această fabricaţie să fie reduse, atît ca volum, cît şi ca răspîndire. De aceea, atît în străinătate, cît şi în ţara noastră s-au impus condiţii limită standardizate în ce priveşte conţinutul de Fe_2O_3 care în unele ţări nu trebuie să depăşească 0,6—0,8 %, în care scop se folosesc calcare cu maximum 0,2 % Fe_2O_3 şi argile cu maximum 1 % Fe_2O_3.

În cazul cînd nu este posibil să se utilizeze materii prime cu conţinut foarte redus în oxizi coloranţi se pune problema albirii clincherului prin:

— adaosuri în procente variabile de substanţe chimice: fluorură de calciu, clorură de calciu, clorură de amoniu, fluosilicat de sodiu, fosfogips, sulfuri, sulfat de calciu, oxid de titan etc. la materiile prime;

— clincherizarea în atmosferă puternic reducătoare şi prin răcirea bruscă în medii reducătoare, în scopul de a se păstra echilibrul:

$$3\ Fe_2O_3 \rightleftarrows 2\ Fe_3O_4 + 1/2\ O_2.$$

Această problemă a fost îndelung cercetată şi a constituit o preocupare permanentă a specialiştilor cimentişti din ţările producătoare de ciment alb şi a cercetătorilor din ţara noastră [1—8].

2. CARACTERISTICILE CIMENTULUI PORTLAND ALB

Particularităţile caracteristice ale cimentului Portland alb sînt coeficientul de reflexie (gradul de alb) ridicat şi rezistenţele mecanice superioare.

În cele mai bune probe de ciment Portland alb conţinutul de Fe_2O_3 nu trebuie să depăşească 0,25—0,30 % şi conţinutul de MnO 0,005—0,015 %. Coeficientul de reflexie în acest caz se ridică la 80—90 % sau chiar mai mult faţă de acela al sulfatului de bariu, care este luat drept etalon al gradului de alb. Conţinutul de Fe_2O_3 în cimentul alb, judecînd după datele publicate, oscilează între 0,22 % (R. P. Chineză) şi 0,89 % (S.U.A.) dar, în majoritatea cazurilor, el nu depăşeşte 0,35—0,40 %.

Compoziţia chimică medie a unora dintre cimenturile albe produse în alte ţări este redată în tabela 1 [3].

Date despre conţinutul de MnO şi alţi oxizi coloranţi, în afara Fe_2O_3, în cimentul alb lipsesc aproape cu desăvîrşire. De asemenea lipsesc date cu privire la metodele folosite pentru albirea cimentului (în special la cimentul Portland alb din Anglia şi S.U.A.), deşi numeroase brevete sînt consacrate acestei probleme.

Coeficientul de reflexie al cimentului alb, produs de o serie de firme din unele ţări, reprezintă 78—85 % uneori 90 %. Cimenturile au o nuanţă albă pură (nuanţele verzi lipsesc) şi din analiza chimică a unei serii de probe indică 1/3 Fe_2O_3 sub formă de protoxid. Modulul silicatic variază între 2,88 şi 5,26, cu excepţia cimentului roman francez, la care modulul silicatic este 16,5; calcea standard este de ordinul 0,8—0,84 şi rezistenţa la 28 zile, 300—600 kg/cm^2.

---

* Comunicare la Sesiunea de comunicări ştiinţifice a cadrelor didactice din Institutul politehnic Iaşi – 1967.

Cercetările întreprinse au indicat că asupra coeficientului de reflexie (a coloraţiei), în afară de oxidul de fier, exercită o influenţă puternică şi cantităţile infinit de mici de oxizi de mangan şi de crom (sutimi sau miimi de procent). Rolul negativ al manganului se manifestă deosebit de pregnant, pe măsura micşorării cantităţii de oxid de fier din clincher. Astfel, probele de clincher experimentale şi cele industriale de ciment Portland alb, cu un conţinut de 0,25 – 0,35 % Fe_2O_3 şi 0,005 – 0,015 % MnO, au, după albire cu gaze reducătoare şi măcinare cu corpuri nemetalice, un coeficient de reflexie de 90 %. O creştere neînsemnată a conţinutului de oxizi coloranţi, Fe_2O_3 pînă la 0,5 – 0,6 % şi MnO pînă la 0,02 – –0,025 %, micşorează vizibil coeficientul de reflexie pînă la 80 – 85 %. În cazul unui conţinut mai mare de Fe_2O_3 (0,7 – –0,9 %) şi de MnO (0,03 – 0,04 %) clincherul albit capătă o coloraţie crem deschis, păstrînd însă un coeficient de reflexie ridicat, însă în condiţiile de producţie cu procedeele existente de albire şi măcinare, gradul de alb nu depăşeşte 70 – 75 % (culoarea albă a cimentului este percepută de ochiul liber dacă coeficientul de reflexie este peste 74 – 75 %). Coeficientul de reflexie al clincherului mărunţit într-o moară de laborator se caracterizează printr-o valoare cu 5 – 7 % mai mare decît a cimentului realizat industrial, reprezentînd 82 – 87 %.

3. LUCRĂRI DE LABORATOR

Cercetările efectuate în timp în institutul nostru, în scopul identificării unor rezerve de materii prime care să corespundă condiţiilor de fabricare a cimentului alb, au necesitat prelevarea de probe din diferite localităţi clasificate după natura materialului : caolin, argilă caolinoasă, bentonită, nisipuri caolinoase şi cuarţoase, diatomite. Probele colectate au fost analizate în laborator din punct de vedere al compoziţiei chimice şi mineralogice. Pe baza acestor analize, dintre toate materiile prime, s-au selecţionat, pentru producerea cimentului alb calcar de Turda, bentonita de Răzoare, caolinul de Parva sau caolinul de Aghireş, iar ca materie de corecţie nisipul caolinifer de la Aghireş şi nisipul de la Văleni [3].

3.1. Influenţa compoziţiei chimice şi a modulilor asupra rezistenţelor mecanice

S-au realizat în laborator mai multe reţete de clinchere Portland albe, a căror analiză o redăm în tabela 2.

Modulii variază în funcţie de materiile prime introduse : calcar Turda, bentonită Răzoare, caolin Parva şi nisip Aghireş, astfel :

— modulul de silice de la 2,3 la 5,0

— modulul de alumină de la 26,4 la 6,05

— calcea standard de la 91 la 95.

În sistemul $CaO - SiO_2 - Al_2O_3$ ne-am încadrat în domeniul din figurile 1, 3 şi 4.

S-a urmărit un modul de silice ridicat, pentru a ajunge la performanţele de rezistenţă ale cimenturilor albe din Italia.

Pe de altă parte, s-a urmărit realizarea unei fineţi de măcinare avansate — sub 80 microni — a materiilor prime

Tabela 1

Compoziţia chimică a cimenturilor albe

Nr. crt.	Ţara	Pc %	SiO_2 %	Al_2O_3 %	Fe_2O_3 %	CaO %	MgO %	SO_3 %
1	U.R.S.S.	—	24,00	5,50	0,35	66,00	1,00	0,80
2	S.U.A.	2,96	23,75	4,10	0,80	64,50	1,58	2,22
3	S.U.A.	2,40	24,20	4,20	0,39	65,80	1,11	1,50
4	Anglia	3,75	22,84	6,72	0,34	69,77	0,26	0,77
5	Anglia	1,87	23,82	5,26	0,89	65,80	0,27	2,04
6	R. F. a Germaniei	1,00	24,04	6,21	0,25	64,98	1,42	1,54
7	R. P. Chineză	0,24	26,68	5,58	0,22	67,75	—	—
8	Mexic	—	24,20	6,92	0,38	66,45	0,50	1,98
9	Italia	4,73	22,85	3,36	0,33	66,87	0,20	1,43
10	R. P. Polonă	1,02	22,80	7,53	0,30	67,11	0,69	0,15

Tabela 2

Analizele chimice şi modulii cimenturilor albe din R. S. România în comparaţie cu cimentul alb din Italia

Nr. crt.	Cimentul alb (simbol)	Pc	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Insol.	Alcalii	SO_3	CO_2	M_{Si}	M_{Al}	C_{st}	Observaţii
1	Italia	4,73	22,85	3,36	0,33	66,87	0,20	0,74	0,45	1,45	2,73	6,0	10,2	94,5	—
2	Italia	17,10	14,66	2,44	0,17	61,37	0,40	0,85	0,45	3,06	16,05	5,76	14,4	91,7	Are adaosuri
3	Comarnic	9,50	18,58	5,34	0,41	63,33	0,40	0,45	0,41	1,91	8,72	3,16	13,0	88,0	la măcinare
4	Comarnic	0,94	23,26	5,98	0,52	66,55	1,92	0,35	—	—	—	3,58	11,5	92	
5	Comarnic	1,54	23,26	6,41	0,63	67,29	1,00	0,32	—	—	—	3,26	10,2	94	Idem
6	Alb 1 et. ICMPC	11,12	19,76	7,38	0,28	60,26	0,60	0,10	—	—	—	2,57	25,3	92	
7	A. 1-Portland	0,11	22,37	9,23	0,35	67,27	0,91	—	—	—	—	2,32	26,4	91	
8	II.E.1	0,10	23,5	7,24	0,39	67,79	0,81	0,12	—	—	—	2,0	11,0	92	
9	II_2 0,05 Fluosilicat ICMPC	0,10	23,5	7,24	0,39	67,79	0,81	„	—	—	—	„	„	„	
10	II_3 0,1 Fluosilicat ICMPC	0,10	23,5	7,24	0,39	67,79	0,81	„	—	—	—	„	„	„	
11	II_4 0,3 Fluosilicat ICMPC	0,10	23,5	7,24	0,39	67,79	0,81	„	—	—	—	„	„	„	
12	II Caolin 9 ICMPC	0,26	24,45	4,24	0,36	70,0	0,36	—	—	—	—	5,0	6,05	95	

în scopul facilitării reacţiilor în stare solidă şi obţinerii de componenţi mineralogici, în special alitul, care conferă cimentului calităţi superioare de rezistenţă.

O altă soluţie, utilizată pentru obţinerea de cimenturi Portland albe de calitate superioară, a fost introducerea ca mineralizator a fluosilicatului de sodiu 0,05 pînă la 0,3 %, a gipsului şi a oxidului de Mg, precum şi a bioxidului de titan.

Rezultatele comparative ale cimenturilor Portland albe, realizate în laboratorul de lianţi, în comparaţie cu cimenturile realizate la Fabrica Comarnic şi probele de ciment din Italia sînt redate în tabela 3, din care rezultă următoarele :

— cimenturile 6, 7 şi 8 obţinute în laborator prezintă moduli diferiţi faţă de cimenturile 1 şi 2 din Italia, care au modulul de silice 6,0 şi C_{st} = 95 şi anume modulul de silice variază în limitele 2,32—3,0 ; modulul de alumină în limitele 11—26,4 şi calcea standard în limitele 91—92 ; de aceea, rezistenţele mecanice la compresiune sînt mai scăzute cu circa 22 % la 3 zile şi cu circa 13 % la 28 zile, iar rezistenţa la tracţiune la 28 zile este mai redusă cu 17 % ;

— cimentul cu 0,05 % fluosilicat de sodiu are rezistenţele la tracţiune la toate termenele mărite cu circa 12 %, iar la compresiune cu 13 % la o zi, 19 % la 3 zile şi cu 15 % la 7 zile ;

— cimenturile cu 0,1 % şi 0,3 % fluosilicat prezintă creşteri de 15 % faţă de cimentul (8) fără adaos de fluosilicat — la toate termenele de încercare ;

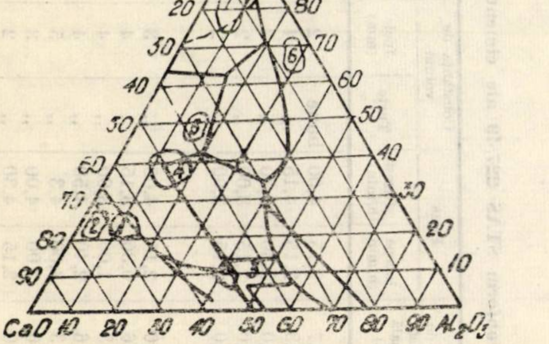
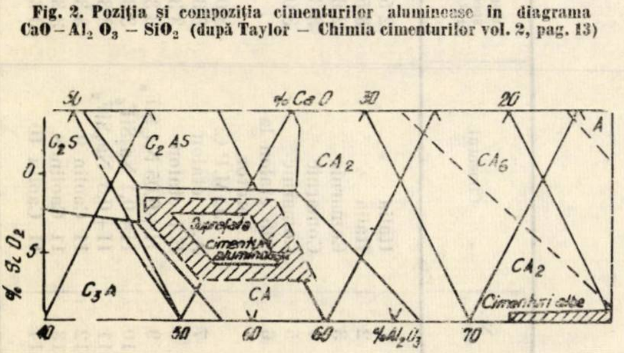

SiO2
10
20
30
40
50
60
70
80
90
90
80
70
60
50
40
30
20
10
1
2
3
4
5
6
7
CaO 10 20 30 40 50 60 70 80 90 Al2O3

Fig. 1. Zona cimentului alb în sistemul triplu $CaO - Al_2O_3 - SiO_2$

1 — ciment Portland ; 2 — ciment alb ; 3 — ciment aluminos ; 4 — zgură de furnal bazică ; 5 — zgură de furnal acidă ; 6 — tras ; 7 — sticlă

Fig. 2. Poziţia şi compoziţia cimenturilor aluminoase în diagrama $CaO - Al_2O_3 - SiO_2$ (după Taylor — Chimia cimenturilor vol. 2, pag. 13)


% CaO
30
20
10
0
5
% SiO2
C2S
C2AS
CA2
CA6
C3A
CA
Suprafaţa cimentului aluminos
CA2
Cimenturi albe
A
40
50
60
60
% Al2O3
70

— cimenturile cu modul ridicat de silice M_{si} = 5 şi C_{st} ridicată (95) prezintă rezistenţe mecanice superioare, şi anume la 7 zile : 39,0 kgf/cm², respectiv 553 kgf/cm², faţă de 32 kgf/cm², şi 455 kgf/cm² rezistenţele cimentului din Italia, iar la 28 zile rezistenţele sînt superioare, depăşind 600 kgf/cm² la compresiune şi 42 kgf/cm² la tracţiune ;

— cimentul la care s-a folosit ca mineralizator Na_2SiF_6 prezintă rezistenţele din tabela 3 cu circa 13 % superioare faţă de cimentul la care nu s-a folosit mineralizator.

O altă cale de cercetare pentru îmbunătăţirea rezistenţelor mecanice a fost mărirea suprafeţei specifice de la 2 500 cm²/g la 4 500 cm²/g (tabela 4). S-a constatat o creştere sensibilă a rezistenţelor mecanice mai ales în prima perioadă de întărire. La o zi rezistenţa la compresiune creşte de la 52 kgf/cm² la 292 kgf/cm², iar la 28 zile rezistenţele mecanice la compresiune cresc de la 414 kgf/cm² la 549 kgf/cm² aşa cum rezultă din tabela 4. Rezistenţa la tracţiune creşte de asemenea pe măsura creşterii suprafeţei specifice de la 2 500 la 4 000 cm²/g şi anume la o zi de la 3,4 la 25,6 kgf/cm², iar la 28 zile de la 24,7 kgf/cm² la 33,4 kgf/cm².

Celelalte proprietăţi ale cimentului alb ca : apa pentru pasta de consistenţă normală, termenele de priză se deosebesc prea puţin sau aproape de loc de proprietăţile cimentului Portland obişnuit.

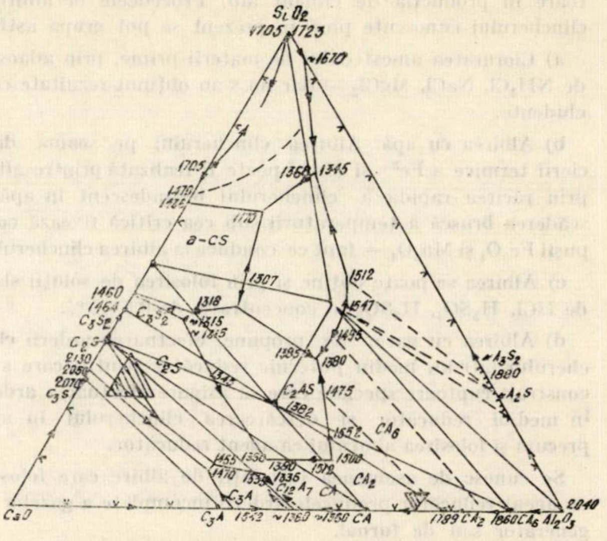
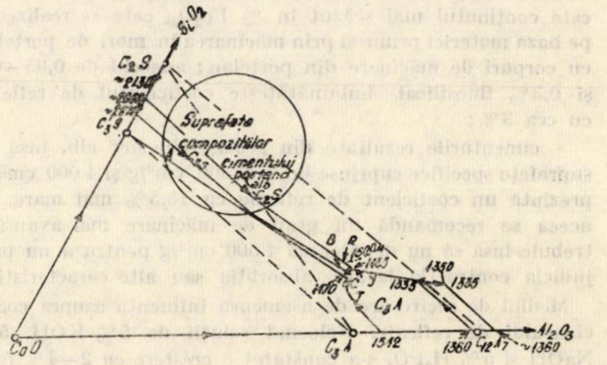

SiO2
1705 1723
1470
a-CS
1170
1307
1460
1464
C3S2
1318
1315
1335
1512
1547
1495
C2S
2130
2050
C3S
C2AS
1380
1475
1392
1552
A3S2
1880
A2S
CA6
1455
1350
1380
1500
1470
1335
1336
1512
C12A7
CA
CA2
C3A
2040
CaO
C3A 1542 ~1360 ~1360 CA
1789 CA2 1860 CA6 Al2O3

Fig. 3. Domeniul componenţilor posibili din clincherele Portland şi aluminoase albe din sistemul $CaO - SiO_2 - Al_2O_3$ pe baza diagramei Osborn şi Maun cu ultimele modificări.

Fig. 4. Domeniul componenţilor posibili din clincherele Portland şi aluminoase (fragment din diagrama Fernard $CaO - Al_2O_3 - SiO_2$) (după H.F.W. Taylor — Chimia cimenturilor vol. 1, pag. 61)


SiO2
C2S
~2130
C3S
Suprafaţa compoziţiilor cimentului portland alb
B
P
1455
1350
1355
C3A
CaO
C3A
1512
1360
C12A7
~1380
Al2O3

3.2. Eflorescenţa

Eflorescenţa de pe suprafaţa betonului cu ciment alb sub formă de pelicule albe subţiri se formează ca rezultat al migrării, prin capilarele mortarului de ciment, a hidroxidului de calciu (produs de hidratare a cimentului) şi al carbonatării cu bioxidul de carbon din aer.

Acest fenomen nedorit este împiedicat prin :

— legarea hidroxidului de calciu cu bioxidul de siliciu activ (diatomite, tras, puzzolane etc.), în hidrosilicaţi de calciu mai greu solubili sau prin :

— introducerea de substanţe superficial active hidrofobe (acizi graşi, săpunurile acizilor graşi, siliconi) în proporţii variabile, în funcţie de gradul de hidrofobicitate urmărit, fără însă a depăşi o anumită limită pentru a nu prejudicia rezistenţele mecanice. În tabelele 5 şi 6 sînt redate unele rezultate obţinute în laborator cu privire la influenţa pozitivă a adaosului hidrofob de ulei de siliconi asupra rezistenţelor mecanice şi a contracţiei la aer a cimentului alb.

3.3. Coeficientul de reflexie — gradul de alb

Procesul de albire a clincherului are o importanţă hotărîtoare în producţia de ciment alb. Procedeele de albire a clincherului cunoscute pînă în prezent se pot grupa astfel :

a) Clorurarea amestecului de materii prime, prin adaosuri de NH_4Cl, $NaCl$, $MgCl_2$ — dar nu s-au obţinut rezultate concludente.

b) Albirea cu apă. Albirea clincherului pe seama disocierii termice a Fe^{3+} şi Mn^{+3} poate fi realizată printre altele prin răcirea rapidă a clincherului incandescent în apă — scăderea bruscă a temperaturii sub cea critică fixează compuşii Fe_3O_4 şi Mn_3O_4 — fapt ce conduce la albirea clincherului.

c) Albirea se poate obţine şi prin folosirea de soluţii slabe de HCl, H_2SO_4, H_2SO_3 în concentraţie de 0,5—5%.

d) Albirea cu gaze. Se propune efectuarea arderii clincherului într-un mediu puternic reducător pentru care s-au construit cuptoare speciale care să asigure efectuarea arderii în mediul reducător şi descărcarea clincherului în apă, precum şi folosirea aburului ca agent reducător.

Se cunosc de asemenea instalaţii de albire care folosesc ca agent reducător produsele arderii incomplete a gazelor de generator sau de furnal.

Prin toate aceste metode gradul de alb a crescut cu 16—26%, fără a prejudicia rezistenţele mecanice.

În tabelele 7 şi 8 sînt redaţi coeficienţii de reflexie (în lumină albă) a unor cimenturi obţinute în laborator, din care rezultă următoarele :

— cimenturile realizate în laborator au coeficienţi de reflexie mult mai ridicaţi în comparaţie cu cimenturile obţinute curent la fabrica Comarnic (cu toate că acestea au un conţinut de cca 20% adaos de calcar alb). Motivul este conţinutul mai scăzut în % Fe_2O_3, care se realizează pe baza materiei prime şi prin măcinarea în mori de porţelan cu corpuri de măcinare din porţelan; adaosul de 0,05—0,1 şi 0,3% fluosilicat îmbunătăţeşte coeficientul de reflexie cu cca 3%;

— cimenturile rezultate din acelaşi clincher alb, însă la suprafeţe specifice cuprinse între 2 500 cm²/g şi 4 000 cm²/g, prezintă un coeficient de reflexie cu 15,5% mai mare, de aceea se recomandă un grad de măcinare mai avansat; trebuie însă să nu depăşească 4 500 cm²/g pentru a nu prejudicia contracţia la aer, absorbţia sau alte caracteristici.

Mediul de răcire are de asemenea influenţă asupra coeficientului de reflexie. Folosind soluţii de 5% KOH, 5% NaOH şi 5% H_3PO_4 s-a constatat o creştere cu 2—4% faţă

Tabela 3

Rezistenţele mecanice conform STAS 227/49 ale cimenturilor din Italia, ale fabricii Comarnic şi ale ICMPC

Nr. crt.	Cimentul	Supraf. specif. (cm²/g)	R/900 (%)	R/4900 (%)	Apa de consist. normală (%)	Priza		Constanţa de volum		Rezistenţe mecanice (kgf/cm²)											
						începe (h/min)	sfîrşeşte (h/min)	Turte	Inele (mm)	Tracţiune (zile)						Compresiune (zile)					
										1	3	7	28	90	180	1	3	7	28	90	180
1	Italia	2 510	0,3	2,3	30,7	2,15	4,00	bune	2	24,0	29,4	32,0	38,9	—	—	266	414	455	611	—	—
2	Italia	3 560	0,2	2,2	28,3	2,15	4,15	„	4	16,9	21,5	—	30,9	—	—	220	335	—	550	—	—
3	Comarnic	2 695	1,4	16,4	25,0	2,30	3,30	„	3	12,5	16,7	17,5	23,6	—	—	144	211	257	352	—	—
4	Comarnic	3 300	0,7	12,2	25,0	2,15	3,00	„	2	16,2	17,9	19,7	24,0	—		189	255	284	418		
5	Comarnic	3 050	0,1	2,6	24,0	2,15	3,00	„	2	17,0	19,9	20,9	28,5	36,1	—	203	321	379	416	492	—
6	Alb etalon laborator I.C.M.P.C.	3 085	0,2	5,2	25,0	2,15	4,00	„	3	25,0	26,6	30,7	32,3	35,1	— —	298	300	403	532	597	—
7	A. 1 etalon	3 350	0,2	2,7	26,6	0,30	3,15	„	4	21,0	23,0	25,6	—	—	—	278	321	347	465	—	—
8	E.1 etalon	3 390	0,8	1,6	33,3	1,00	3,00	„	4	26,3	27,8	30,1	—	—	—	281	336	338	470	—	—
9	II+0,05 Na_2SiF_6	3 345	0,9	1,7	30,6	2,40	4,50	„	4	30,8	32,5	37,7	—	—	—	390	474	521	559	—	—
10	II+0,1 Na_2SiF_6	3 375	0,8	2,8	28,3	3,00	4,3	„	5	27,2	29,2	31,2	—	—	—	294	429	511	604	—	—
11	II+0,3 Na_2SiF_6	3 388	0,2	2,3	31,6	2,00	4,00	„	3	30,1	30,2	32,4	—	—	—	311	409	472	536	—	—
12	11 Caolin 9	3 335	0,2	2,4	33,0	2,15	4,30	„	2	26,7	32,5	39,0	—	—	—	290	449	553	620	—	—
13	11 Caolin 8	3 300	0,2	2,0	30,0	2,45	5,15	„	2	30,0	32,0	38,0	—	—	—	320	433	568	660	—	—
14	11 Caolin 10	3 320	0,0	0,9	31,67	3,45	5,45	„	2	30,0	31,0	34,5	—	—	—	340	463	554	630	—	—

Tabela 4

Cimenturi albe cu diferite suprafețe specifice

Cimentul	Finețea de măcinare			Priza		Constanța volum		Rezistența (kgf/cm²)							
	Supraf. specif. (cm²/g)	R/900 (%)	R/4900 (%)	Începe ore min.	Sfirș. ore min.	Turte	Inele (mm)	Tracțiune (zile)				Compresiune (zile)			
								1	3	7	28	1	3	7	28
Ciment alb	2 500	0,5	10,4	2,15	4,00	bune	3	3,4	15,0	19,9	24,7	52	155	282	414
,,	3 000	0,2	5,9	2,15	4,00	,,	3	20,3	24,1	26,7	29,5	180	340	390	481
,,	3 500	0,2	5,3	2,15	4,00	,,	2	22,9	26,1	28,3	33,2	197	363	422	508
,,	4 000	0,6	5,5	2,00	3,45	,,	3	25,6	26,8	30,5	33,4	292	369	456	549
,,	4 500	0,1	4,5	1,45	3,30	,,	2	26,4	28,6	30,9	34,0	310	385	446	549

Tabela 5

Contracția la aer (mm/m) la cimenturile albe hidrofobizate cu adaos de ulei de siliconi

Cimentul	Supraf. specif. (cm²/g)	3 zile	7 zile	28 zile	90 zile	180 zile
Alb 1	3 000	−0,125	−0,250	−0,356	−0,500	−0,300
Alb 2	3 050	−0,125	−0,187	−0,354	−0,333	−0,300
Alb etalon	3 085	−0,325	−0,625	−0,680	−0,750	−0,750
Alb + (0,04 US)	2 990	−0,0625	−0,0625	−0,229	−0,510	—
Alb + (0,08 US)	3 870	−0,0800	−0,104	−0,167	−0,62	—
Alb + (0,16 US)	4 190	−0,0625	−0,0625	−0,166	−0,680	—

de răcirea clincherului incandescent în apă. Se pot realiza industrial cimenturi Portland albe cu grad de alb 83—85% sau chiar mai mare în cazul cînd se ține seamă de toți factorii analizați mai sus.

4. CIMENTURI PORTLAND COLORATE OBȚINUTE PE BAZĂ DE CLINCHER ALB ȘI PIGMENȚI COLORANȚI

Cimentul Portland colorat se obține în general prin măcinarea laolaltă a clincherului alb cu adaosul de gips, pigment (minereu colorant) și alte adaosuri la măcinare.

Substanțele colorante — pigmenții — folosite la producția cimenturilor colorate nu trebuie să se altereze în timpul utilizării și nu trebuie să conțină săruri sau alte impurități, atît pentru puterea colorantă, cît și pentru dozarea corectă și, în consecință, pentru efectul rezultant, care trebuie să fie uniform.

Substanța colorantă adăugată este indicată în procente din greutatea cimentului și trebuie cîntărită cu mare exactitate, deoarece variațiile de la o probă la alta dau sigur diferențe apreciabile în intensitatea culorii.

Substanța colorantă adăugată prejudiciază, în genere, rezistența cimentului și pentru acest motiv nu trebuie să depășească dozajul de 5%.

S-a constatat că diversitatea tonului de culoare, nedorită în mod special, poate să derive de la diversitatea calității colorantului și mai ales de la culoarea proprie a cimentului alb.

Pentru obținerea de cimenturi cu colorație deosebită, prin măcinarea laolaltă a clincherului alb și a colorantului, este necesar ca clincherul mărunțit să aibă un coeficient de reflexie de cel puțin 75—80%, iar pentru cimenturi de culori mai închise, de cel puțin 60—70%.

În unele țări, sortimentul de cimenturi Portland colorate a fost elaborat avînd în vedere posibilitatea limitată de asigurare a industriei cimentului cu pigmenți sintetici. De aceea produsele de utilizare economică curentă sînt substanțele colorante anorganice și anume pentru cimentul :

— alb — bioxid de titan, oxid de magneziu, oxid de zinc ;

— galben — oxid galben de fier, ocru galben Nepal ; galben mineral ;

— brun — brun de mangan, terra-combra :

— roșu — oxid roșu de fier ;

— verde — oxid verde de crom ; oxid verde de crom hidratat ;

— bleu — ultramarin, bleu de cobalt, albastru de mangan ;

— negru — oxid negru de fier, negru manganos.

Pentru obținerea de cimenturi din gama galbenă (ocru), roșie, brună, cea mai răspîndită în construcții, se folosesc

Tabela 6

Rezistențele mecanice STAS 227/49 ale cimenturilor hidrofobizate cu adaos de ulei de siliconi în procente variabile

Cimentul alb	Ulei siliconi (%)	Supraf. specif. (cm²/g)	Rezistențe mecanice (kgf/cm²)					
			Tracțiune (zile)			Compresiune (zile)		
			3	7	28	3	7	28
Alb etalon	0	3 000	15,5	19,5	23,3	275	275	398
Alb A	0,04	3 000	18,5	23,5	26,8	340	403	427
Alb B	0,08	3 870	23,7	24,7	28,3	340	397	403
Alb C	0,16	4 190	22,7	24,6	28,9	327	364	410

Tabela 7

Coeficienţii de reflexie la leucometru Zeiss (gradul de alb)

Probe	ρ.alb	ρ.albastru	ρ.verde	ρ.roşu	Obs.
1. — Italia 1	85,5	85,9	78,2	76,8	
2. — Italia 2	84,3	85,7	77,5	76,5	Răcire
3. — Comarnic	73,6	74,5	75,2	74,2	bruscă
4. — Comarnic	70,2	64,4	73,6	71,45	în apă
5. — Comarnic	60,2	54,4	63,6	61,45	„
6. — Alb etalon ICMPC	85,0	84,7	77,1	76,1	„
7. — A_1 porţelan ICMPC	84,9	—	—	—	„
8. — II E_1 germană ICMPC	80,5	—	—	—	„
9. — $II_2 + 0,05\%$ fluosilicat	81,2	—	—	—	„
10. — $II_3 + 0,1\%$ fluosilicat	81,8	—	—	—	„
11. — $II_4 + 0,3\%$ fluosilicat	83,0	—	—	—	„
12. — 11 + caolin 9	80,0	—	—	—	„

într-o măsură considerabilă minereuri colorante; acestea permit să se reducă la minimum posibil costul cimentului colorat, fără înrăutăţirea calităţii sale.

4.1. Materiile prime folosite la cimenturile colorate

Pentru obţinerea în laborator a cimenturilor colorate mixte s-au folosit materiile prime cu analiza chimică redată în tabela 9.

Se menţionează că la prepararea cimenturilor colorate mixte s-a folosit clincherul Portland alb de la fabrica Comarnic, caracterizat prin modulul de silice 3,26, modulul de alumină = 10,2 şi calce standard = 0,94 şi un coeficient de reflexie de 56 % şi pigmenţii recomandaţi a fi rezistenţi la intemperii, lumină şi alcalinitate ridicată.

4.2. Tehnologia de preparare a cimenturilor colorate

Clincherul alb la care s-a adăugat cantitatea de gips necesară reglării timpului de priză de 5 %, s-a finisat în moara de laborator pînă la un reziduu de 40 % pe sita de 4 900 och/cm².

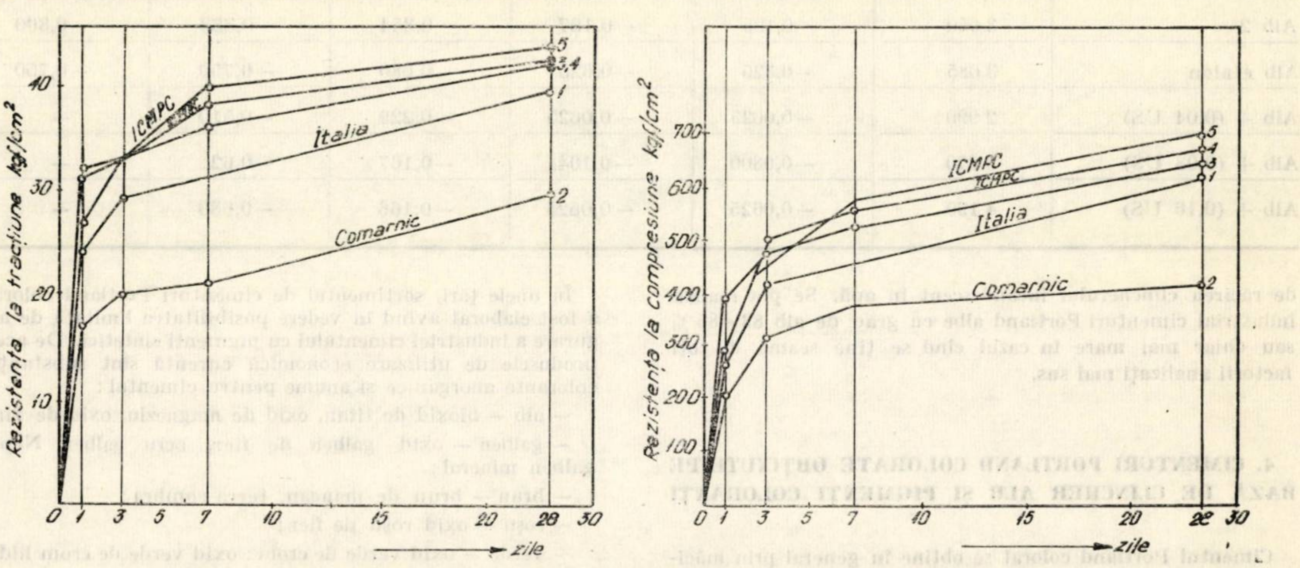


Fig. 5. Rezistenţele la tracţiune şi compresiune a cimenturilor albe determinate conform STAS 227/49

1 – ciment alb Italia – coef. de reflexie = 85,5%, nr. 1 – Tab. 3; 2 – ciment alb Comarnic – coef. de reflexie = 70,2%, nr. 5 – Tab. 3; 3 – ciment alb ICMPC – coef. de reflexie = 81,2 %. nr. 12 – Tab. 3; 4 – ciment alb ICMPC – coef. de reflexie = 80,0%, nr. 13 – Tab. 3; 5 – ciment alb ICMPC – coef. de reflexie = 82,5%, nr. 14 – Tab. 3

Tabela 8

Variaţia coeficientului de reflexie în funcţie de suprafaţa specifică şi mediile de răcire

Clincher alb	Coef. de reflexie	Observaţii
Ciment cu supraf. specif. 2 500 cm²/g	60,0	Probele s-au măcinat în moara cu bile de oţel
alb fab. Comarnic 3 000 „	61,8	Idem
3 500 „	73,5	„
4 000 „	74,4	„
4 500 „	75,5	„
Ciment A_1 răcit apă ICMPC	82,0	Probele s-au finisat în mojar pînă la fineţea de R/4900 = 0
ICMPC răcit sol. 5 % KOH	86,0	
răcit sol. 5 % NaOH	85,7	Idem
răcit sol. 5 % $Ca(OH)_2$	82,5	„
răcit sol. 5 % H_2PO_4	84,5	„
Ciment II E răcit apă ICMPC	80,5	„
răcit sol. 5 % KOH	83,5	„
răcit sol. 5 % NaOH	83,1	„
răcit sol. 5 % $Ca(OH)_2$	83,1	„
răcit sol. 5 % H_2PO_4	82,3	„

Tabela 9

Analiza chimică (%)	Clincher Portland alb (Fabrica Comarnic)	Oxid galben de fier (Fabrica Orăștie)	Oxid roșu de fier (Fabrica Orăștie)	Ultramarin Ploiești (Fabrica Metalochimica)	Verde decorativ (Fabrica Timiș — Timișoara)
P.C.	1,54	12,26	4,43	3,30	13,02
SiO_2+ins.	23,26	0,11	0,16	41,30	11,86
SiO_2	22,94	—	—	—	—
Fe_2O_3	0,63	86,55	94,44	1,06	1,61
Al_2O_3	6,41	0,89	0,58	20,26	3,98
CaO	67,29	—	—	—	29,52
MgO	1,00	—	—	—	0,90
SO_3	—	1,43	0,56	13,00	39,54
S	—	—	—	5,40	—
Na_2O	—	—	—	15,30	—

S-au introdus pigmenții coloranți în cantitate de 1%, 3%, 5% și 10% și s-au finisat pînă la un reziduu de 3—5% pe sita de 4 900 och/cm^2, suprafața specifică variind între 3 700 și 4 200 cm^2/g, în funcție de finețea pigmentului.

În acest mod s-au obținut cimenturile colorate : galben, roșu, albastru și verde în patru nuanțe, care s-au examinat în laborator.

4.3. Rezultatele obținute

4.3.1. Rezistențele mecanice

Cimenturile colorate s-au încercat conform STAS 227/49 și prin metoda ISO—Tc—74 [14]. Rezultatele sînt redate în tabelele 10 și 11 și figurile 6, 7, 8, 9.

Din rezultatele obținute pînă la vîrsta de un an se constată următoarele :

— cimenturile roșii cu 1, 3, 5 și 10% oxid roșu de fier au avut rezistențe mecanice (tracțiune, încovoiere și compresiune) pînă la vîrsta de un an de același ordin de mărime cu cimentul alb etalon ; cimentul cu 10% a prezentat scăderi de circa 16% ;

— cimenturile galbene cu 1, 3 și 5% oxid galben de fier au avut rezistențe mecanice (tracțiune, încovoiere și compresiune) de același ordin de mărime cu cimentul alb etalon ; cimentul cu 10% oxid galben de fier a prezentat scăderi de rezistență de circa 10—15% la toate termenele de încercare (fig. 8) ;

— cimenturile albastre cu 3 și 5% ultramarin au avut rezistențe mecanice de același ordin de mărime cu cimentul alb etalon pînă la vîrsta de un an. Cimentul cu 10% ultramarin prezintă scăderi de circa 20—33% față de cimentul alb la toate termenele de încercare ;

— cimenturile verzi cu 3, 5 și 10% verde decorativ, la toate termenele de încercare pînă la un an, prezintă scăderi de rezistență sensibile (în jur de 50%).

Pe baza încercărilor prin metodologia ISO—Tc—74, rezultatele obținute variază în aceleași limite.

Din rezultatele obținute se constată că un conținut ridicat de pigment frînează întrucîtva creșterea rezistenței la primele termene de întărire ; celelalte determinări : priza, constanța de volum, sînt în limitele normale.

4.3.2. În continuare s-au determinat pe prisme ISO—Tc—74 următoarele caracteristici : absorbția, contracția la aer și umflarea la apă

Absorbția

Față de cimentul alb care a avut absorbția la apă la 28 zile de 1,43%, cimenturile Portland colorate galbene și roșii cu 1, 3, 5 și 10% colorant prezintă absorbții de apă, determinate pe mortare plastice ISO—Tc—74, cuprinse între 1 și 0,3%, prezentînd valori maxime la cimenturile cu 10% colorant (tabela 12).

Cimenturile Portland verzi au avut absorbții între 1,7 și 5,8% explicîndu-se astfel rezistențele mecanice reduse față

Tabela 10

Rezultatele încercărilor fizico-mecanice ale cimenturilor colorate conf. STAS 227/49

Nr. crt.	Cimentul cu pigmentul colorant	Supraf. specif. (cm^2/g)	Finețea		Apa de cons. (%)	Priza		Tracțiune (kg/cm^2)						Compresiune (kg/cm^2)					
			R/900 (%)	R/4900 (%)		începe (ore/min)	sfîrșește (ore/min)	3	7	28	90	180	1 an	3	7	28	90	180	1 an
								Zile						Zile					
1	Ciment alb etalon I	3 500	—	2,5	24	2,15	3,00	19,9	20,9	28,5	36,1	35,8	36,4	321	379	446	492	605	611
2	Ciment roșu 1%	3 650	—	2,8	25	1,00	3,15	20,6	21,7	29,0	34,1	34,6	35,7	316	342	454	565	578	600
3	„ „ 3%	3 835	0,2	4,8	26	2,45	4,45	20,9	22,3	28,3	32,6	34,6	34,8	311	347	486	575	608	604
4	„ „ 5%	3 875	—	2,6	26	1,30	3,45	20,6	20,9	28,3	32,9	32,4	33,9	312	331	459	544	596	608
5	„ „ 10%	4 140	—	3,2	25	1,45	3,15	19,9	20,6	28,2	32,7	33,1	33,0	287	312	400	517	566	596
6	Ciment galben 1%	3 630	0,1	3,4	23	1,45	3,15	19,5	20,5	26,9	33,1	34,0	34,6	306	359	452	541	595	612
7	„ „ 3%	—	0,2	4,3	26	3,15	4,15	20,9	20,8	29,1	34,2	37,2	36,9	313	355	468	533	640	628
8	„ „ 5%	3 890	0,1	4,4	24	1,45	3,30	20,0	21,1	25,9	32,9	32,5	33,2	315	351	457	549	599	607
9	„ „ 10%	4 200	0,3	8,8	24	1,45	3,45	17,7	19,7	25,7	31,2	31,2	32,4	243	303	397	485	540	552
10	Ciment albastru 3%	3 805	0,1	3,4	26	2,00	3,30	21,0	23,5	28,5	35,6	37,2	36,8	332	372	478	562	596	588
11	„ „ 5%	3 860	—	2,9	25	2,00	3,30	21,7	24,1	28,2	36,2	37,3	37,1	333	366	430	545	582	550
12	„ „ 10%	4 150	0,1	4,6	25	2,15	3,45	6,5	13,3	26,9	33,2	34,8	33,9	128	202	375	457	481	471
13	Ciment verde 1%	3 690	0,1	2,9	25	2,00	3,15	21,2	22,7	28,1	33,9	35,1	35,0	331	372	473	575	607	610
14	„ „ 3%	3 823	0,1	4,2	27	2,15	4,15	8,8	19,4	30,5	36,4	37,4	36,8	169	341	466	562	600	605
15	„ „ 5%	3 880	0,2	3,7	25	2,15	3,30	6,3	7,3	24,9	31,4	32,0	32,5	115	143	351	500	578	588
16	„ „ 10%	4 150	0,2	5,6	25	2,00	3,45	5,9	6,6	6,7	19,5	21,4	21,8	105	110	129	275	373	362

Tabela 11

Rezultatele încercărilor cimenturilor colorate pe mortare plastice (conform ISO – Tc – 74)

Nr. crt.	Cimentul	Incovoiere (kg/cm^2)						Compresiune (kg/cm^2)					
		3	7	28	90	180	1 an	3	7	28	90	180	1 an
		zile						zile					
1	Ciment alb etalon 1	35,1	37,9	52,8	65,3	62,0	70,0	212	225	360	550	592	641
2	Ciment roşu 1%	28,1	35,1	50,6	64,0	60,8	67,0	164	231	334	490	520	546
3	„ „ 3%	29,6	35,1	49,4	54,9	64,3	68,0	173	204	380	495	537	539
4	„ „ 5%	27,5	34,6	49,8	64,6	60,8	64,1	179	232	336	460	499	488
5	„ „ 10%	32,2	35,2	45,1	57,1	59,7	63,2	159	233	330	470	497	503
6	Ciment galben 1%	30,9	35,0	44,6	60,6	62,1	65,5	153	240	363	506	509	554
7	„ „ 3%	28,1	32,5	49,8	54,9	64,3	70,3	184	212	398	544	584	598
8	„ „ 5%	28,1	33,9	46,0	60,0	62,3	63,5	160	213	359	476	489	519
9	„ „ 10%	24,2	30,0	45,9	57,3	60,8	68,2	160	195	332	442	452	489
10	Ciment albastru 3%	30,5	36,7	46,8	73,9	72,5	62,7	168	221	345	491	516	479
11	„ „ 5%	31,4	40,4	58,2	66,6	68,0	68,1	150	219	380	443	460	463
12	„ „ 10%	8,0	24,3	42,6	57,9	60,2	65,6	65	130	260	345	393	364
13	Ciment verde 1%	32,8	32,8	49,3	65,3	62,0	64,1	194	219	330	478	550	537
14	„ „ 3%	9,56	27,0	46,0	60,5	59,1	62,0	79	157	372	514	554	516
15	„ „ 5%	7,8	18,7	38,7	59,9	59,7	65,5	59	123	245	358	400	437
16	„ „ 10%	7,4	7,3	12,9	36,3	33,9	41,2	49	59	106	236	307	307

Tabela 12

Absorbţia şi greutatea specifică ale cimenturilor colorate determinate pe mortare plastice (ISO – Tc – 74)

Nr. crt.	Cimentul	Absorbţia (%)						Greut. specif. (g/cm^3)
		3	7	28	90	180	1 an	
		zile						
1	Ciment alb 1	1,73	1,72	1,43	—	3,17	3,25	2,26
2	„ „ 2	0,95	1,39	1,12	—	—	—	2,33
3	Ciment roşu 1%	0,57	0,87	1,13	1,14	1,73	1,82	2,25
4	„ „ 3%	1,47	1,45	1,48	1,72	3,65	3,85	2,24
5	„ „ 5%	1,74	2,00	1,98	2,48	2,9	3,20	2,23
6	„ „ 10%	1,74	2,04	2,30	—	3,2	3,70	2,25
7	Ciment galben 1%	1,46	1,45	1,48	—	2,32	2,52	2,27
8	„ „ 3%	1,88	1,75	1,80	—	2,61	2,81	2,24
9	„ „ 5%	2,04	2,04	2,07	2,92	3,5	2,70	2,23
10	„ „ 10%	2,06	2,04	2,92	2,66	3,53	3,73	2,21
11	Ciment albastru 3%	1,14	1,14	1,15	—	2,82	3,10	2,27
12	„ „ 5%	1,75	1,75	1,80	—	2,32	2,50	2,25
13	„ „ 10%	2,36	2,90	3,3	—	4,36	4,80	2,23
14	Ciment verde 1%	1,78	1,76	1,72	1,73	3,04	3,50	2,26
15	„ „ 3%	1,74	2,04	2,30	3,77	4,00	4,30	2,24
16	„ „ 5%	2,05	3,5	3,77	4,0	5,90	6,10	2,24
17	„ „ 10%	2,9	3,18	5,85	—	7,0	7,50	2,21

de cimentul alb etalon la 28 zile, valorile absorbţiei cresc pînă la 7%, la termene lungi.

Cimenturile Portland albastre se situează între cele două categorii, avînd absorbţia de 1,1 – 3,3%.

Contracţia la aer

Cimenturile galbene şi roşii au avut contracţia la aer cuprinsă între – 0,24 şi –0,66 mm/m la 28 zile (faţă de cimentul alb etalon care a avut contracţia de –0,356 mm/m). La un an valorile contracţiei cresc, însă nu depăşesc –0,8 mm/m (tabela 13).

Cimenturile albastre cu 10% ultramarin au manifestat umflare la aer de ordinul a + 1,6 mm/m.

De asemenea cimenturile verzi manifestă umflare la aer, avînd valori de + 1,05 mm/m.

Rezultă că cimenturile verzi cu 3, 5 şi 10% verde decorativ şi cimentul albastru cu 10% ultramarin nu au avut o comportare bună.

Umflarea la apă

Cimenturile roşii şi galbene prezintă valori reduse ale umflării la apă de +0,08 şi +0,39 mm/m la 28 zile faţă de +0,293 mm/m a cimentului alb etalon. La un an valorile se menţin sub 0,87 mm/m (tabela 14).

Cimenturile verzi cu 3%, 5% şi 10% verde decorativ şi albastru cu 10% ultramarin manifestă o foarte accentuată umflare la apă (+ 0,23 mm/m şi + 23,0 mm/m).

La termene lungi — un an — umflarea la apă creşte proporţional cu procentul de pigment, cimenturile verzi şi albastre prezentînd valorile cele mai mari.

Rezistenţa la uzură

S-au confecţionat probe de mortare 1 : 3 şi betoane cu cimenturi colorate (dozaj 300 kg/m^3) care s-au încercat la uzură la aparatul Böhme, la 110–220–330 şi 440 ture — constatîndu-se că rezistenţa la uzură pe mortare colorate cu :

— cimenturile roşii, a variat, în limitele 0,20–0,52 mm

— cimenturile galbene, a variat în limitele 0,36–0,47 mm

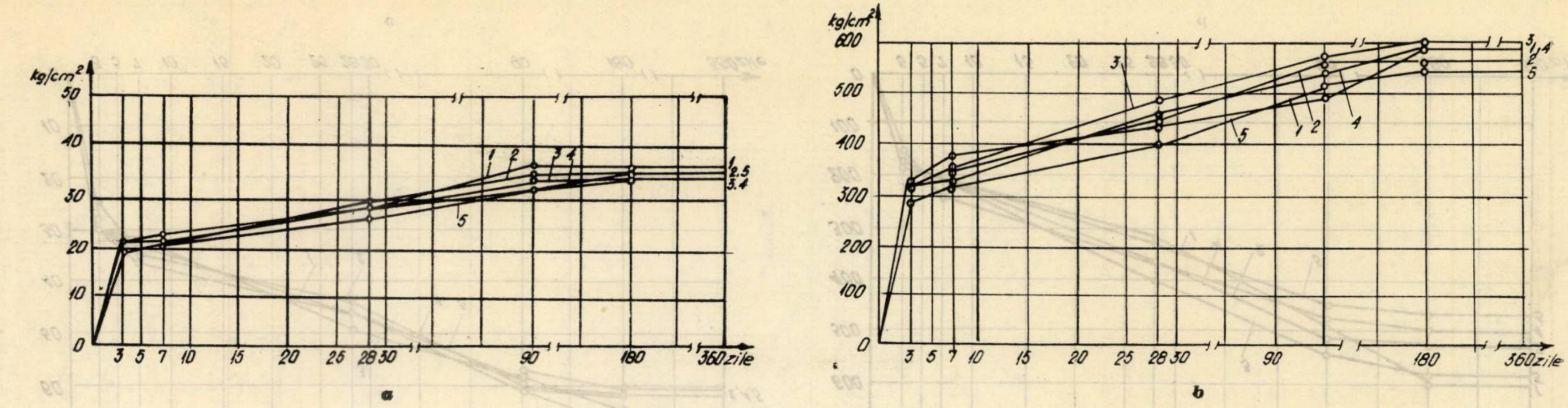
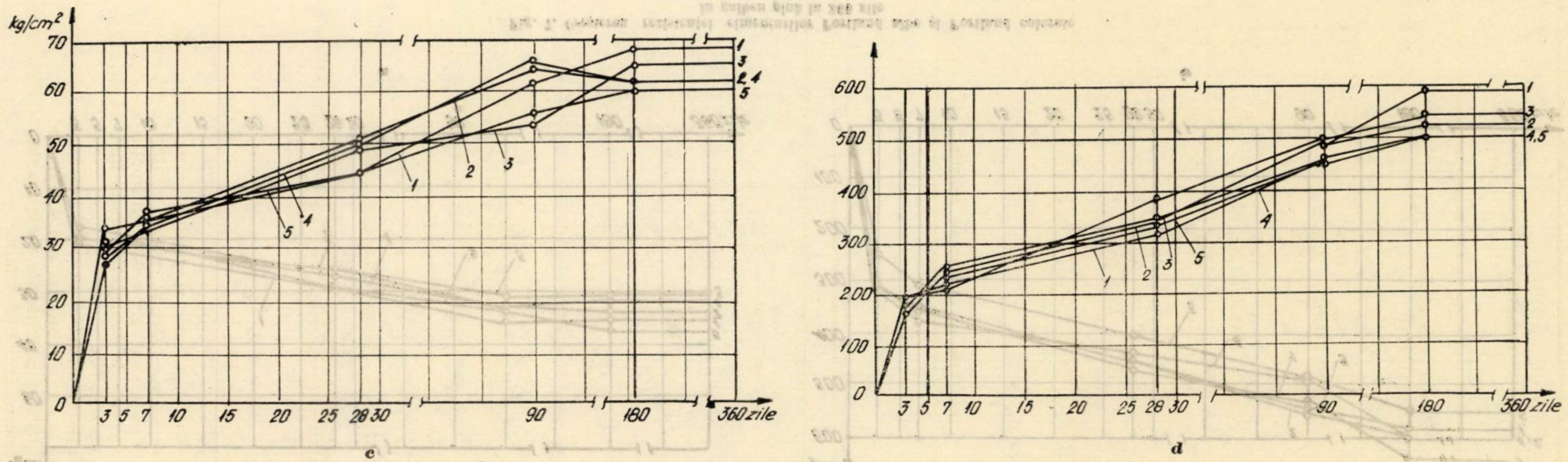
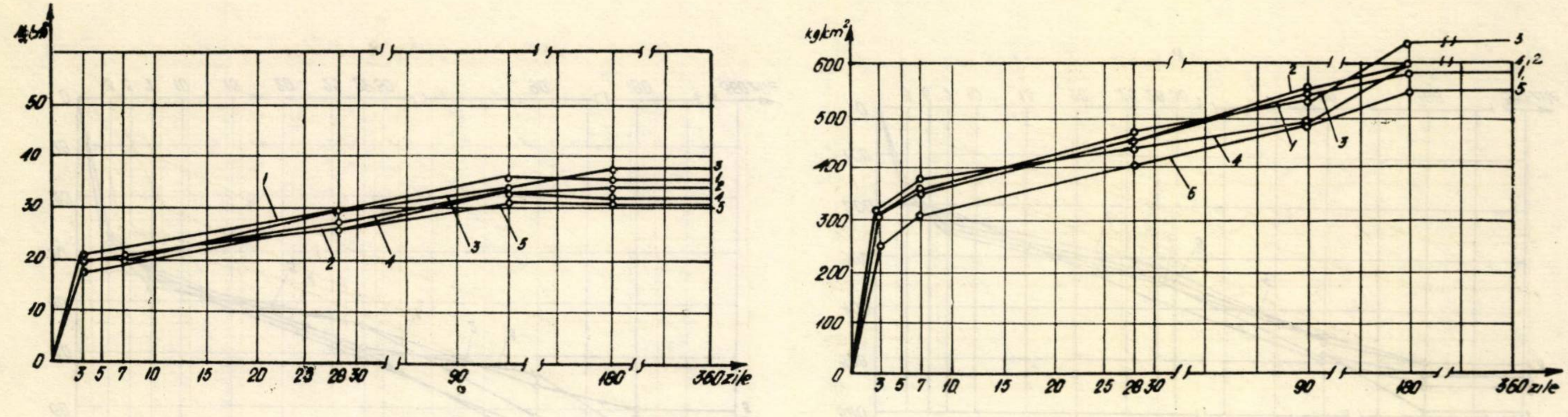


Fig. 6. Creşterea rezistenţei cimenturilor Portland albe şi Portland colorate în roşu pînă la 360 zile

a – rezistenţa la întinderea axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; b – rezistenţa la compresiune axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; c – rezistenţa la încovoiere determinată pe mortare plastice I.S.O. – Tc 74; d – rezistenţa la compresiunea axială determinată pe mortare plastice I.S.O. – Tc 74.

1 – ciment Portland alb; 2 – ciment Portland colorat roşu cu 1% colorant; 3 – ciment Portland colorat roşu cu 3% colorant; 4 – ciment Portland colorat roşu cu 5% colorant; 5 – ciment Portland colorat roşu cu 10% colorant





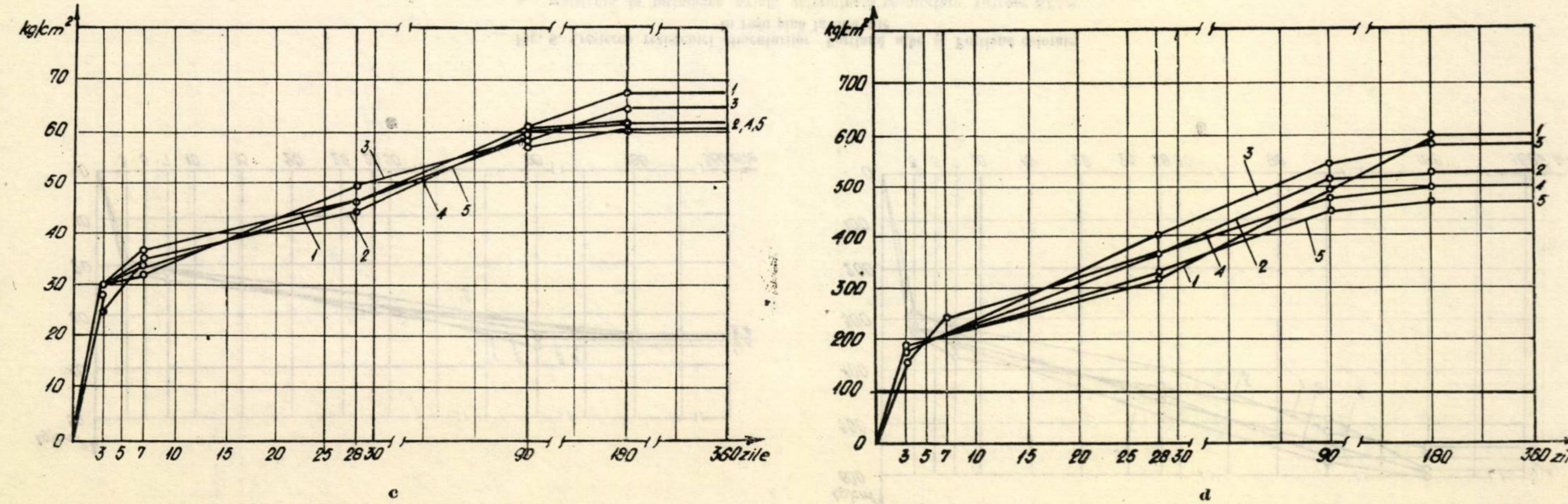
a

b

Fig. 7. Creşterea rezistenţei cimenturilor Portland albe şi Portland colorate în galben pînă la 360 zile

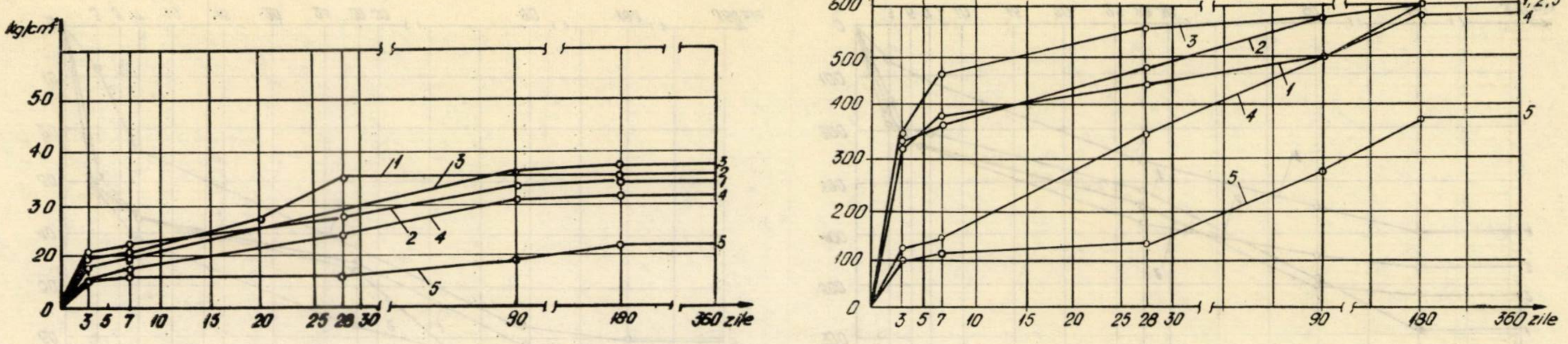
a – rezistenţa la întindere axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; b – rezistenţa la compresiunea axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; c – rezistenţa la încovoiere determinată pe mortare plastice I.S.O.–Tc – 74; d – rezistenţa la compresiunea axială determinată pe mortare plastice I.S.O.–Tc – 74.

1 – ciment Portland alb etalon; 2 – ciment Portland colorat galben cu 1% oxid galben de fier; 3 – ciment Portland colorat galben cu 3% oxid galben de fier; 4 – ciment Portland colorat galben cu 5% oxid galben de fier; 5 – ciment Portland colorat galben cu 10% oxid galben de fier



c

d



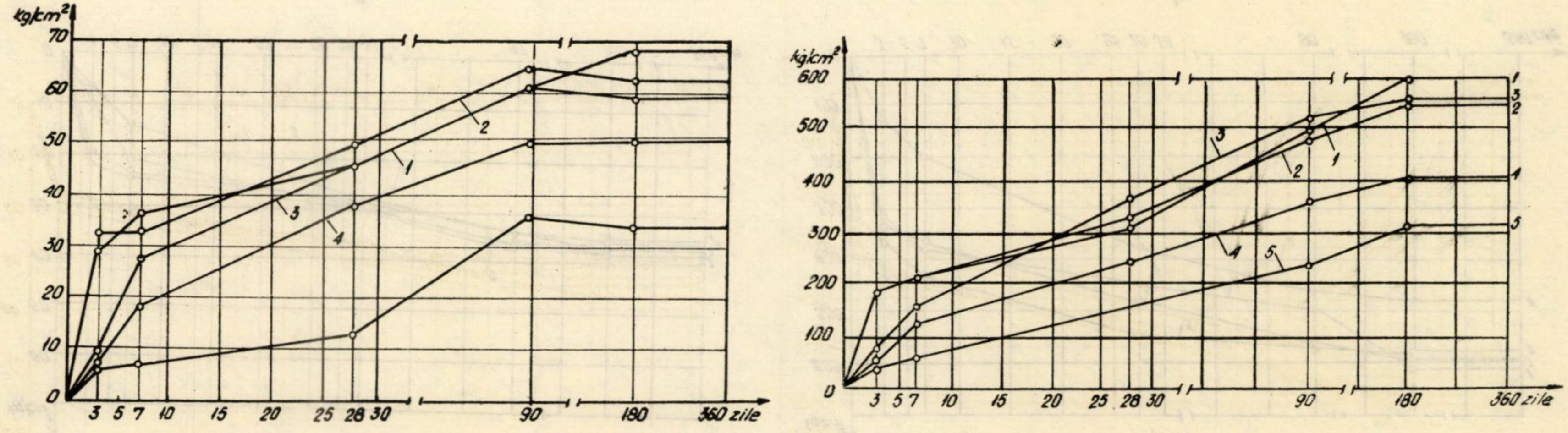
a

b

Fig. 8. Creşterea rezistenţei cimenturilor Portland albe şi Portland colorate în verde pînă la 360 zile

a – rezistenţa la întindere axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; b – rezistenţa la compresiunea axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; c – rezistenţa la încovoiere determinată pe mortare plastice I.S.O.–Tc.–74; d – rezistenţa la compresiunea axială determinată pe mortare plastice I.S.O.–Tc.–74.

1 – ciment alb etalon; 2 – ciment alb colorat verde cu 1% verde decorativ 3 – ciment alb colorat verde cu 3% verde decorativ; 4 – ciment alb colorat verde cu 5% verde decorativ; 5 – ciment alb colorat verde cu 10% verde decorativ



c

d

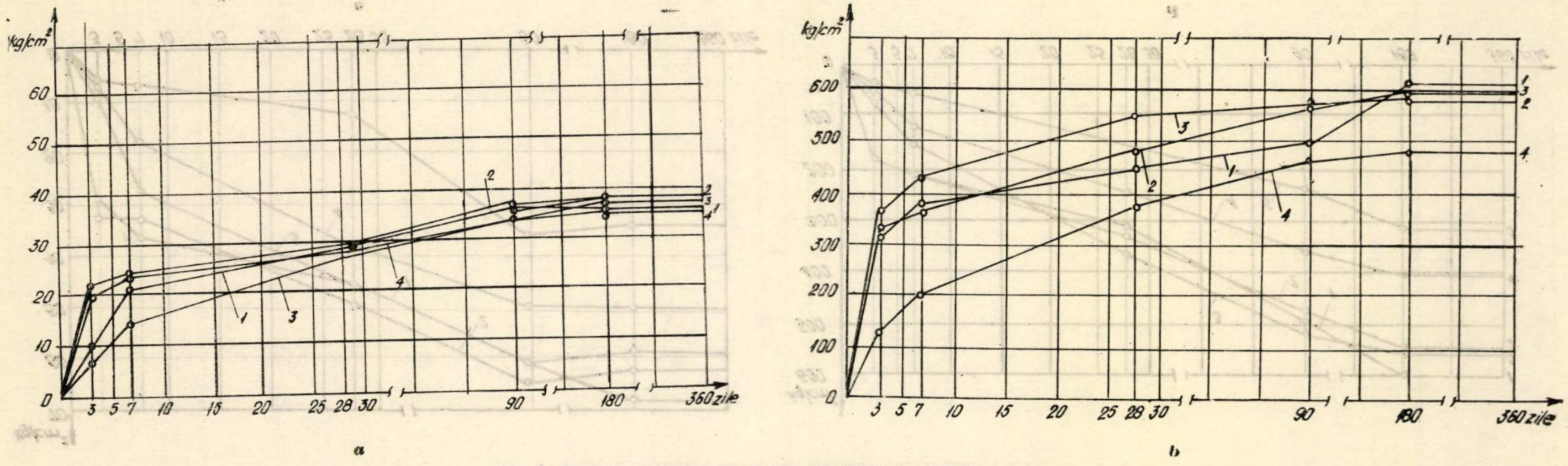


Fig. 9. Creşterea rezistenţei cimenturilor Portland albe şi Portland colorate în albastru pînă la 360 zile

a – rezistenţa la întindere axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; b – rezistenţa la compresiune axială determinată pe mortare vîrtoase STAS 227/49; c – rezistenţa la încovoiere determinată pe mortare plastice I.S.O. – Tc. – 74; d – rezistenţa la compresiune axială determinată pe mortare plastice I.S.O. – Tc – 74

1 – ciment Portland alb etalon; 2 – ciment Portland colorat albastru cu 3% ultramarin; 3 – ciment Portland colorat albastru cu 5% ultramarin; 4 – ciment Portland colorat albastru cu 10% ultramarin

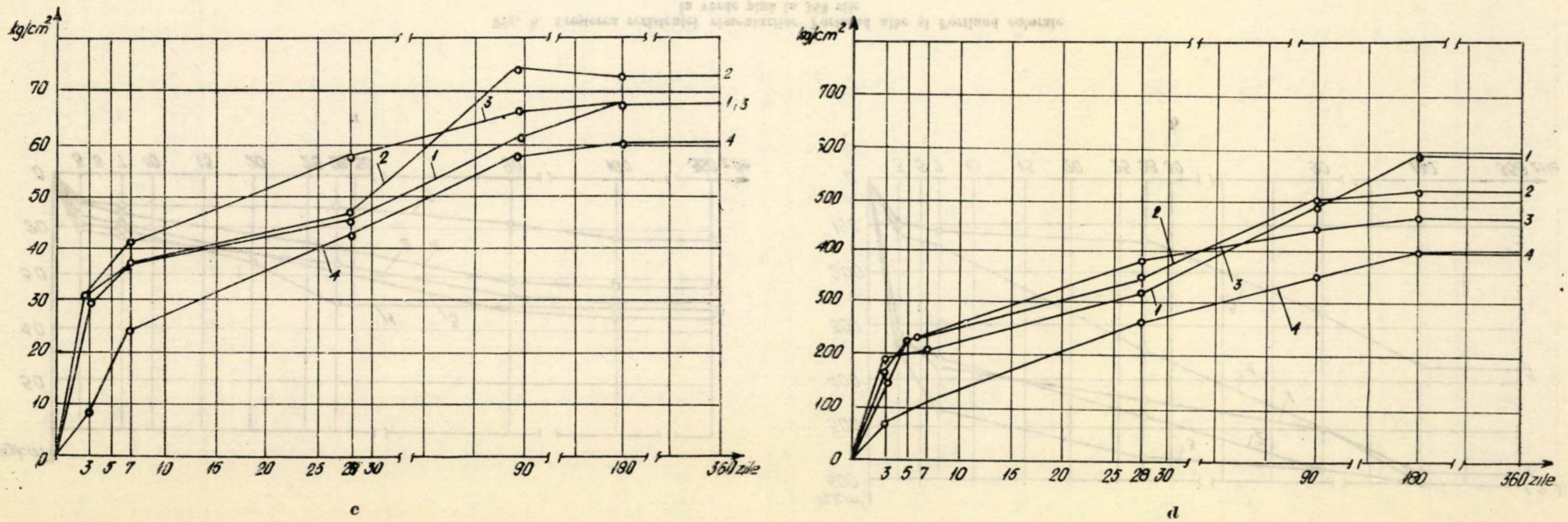


Tabela 13

Contracţia epruvetelor din mortare plastice (conf. ISO—Te—74) cu cimenturi colorate menţinute la aer

Nr. crt.	Cimentul	Contracţia în mm/m					
		3	7	28	90	180	1 an
		Zile					
1	Ciment alb 1	−0,125	−0,250	−0,356	0,500	−0,53	−0,56
2	„ „ 2	−0,125	−0,187	−0,354	0,333	−0,35	−0,37
3	Ciment roşu 1 %	0	−0,0625	−0,208	−0,417	−0,25	−0,24
4	„ „ 3 %	−0,188	−0,250	−0,626	−0,645	−0,81	−0,97
5	„ „ 5 %	0	−0,125	−0,354	−0,479	−0,2	−0,40
6	„ „ 10 %	−0,042	−0,0835	−0,250	0,344	−0,62	−0,75
7	Ciment galben 1 %	−0,021	−0,125	−0,242	−0,458	−0,25	−0,48
8	„ „ 3 %	−0,125	−0,209	−0,542	−0,603	−0,4	−0,68
9	„ „ 5 %	−0,021	−0,104	−0,665	−0,437	−0,37	−0,47
10	„ „ 10 %	−0,02	−0,125	−0,29	−0,438	−0,45	−0,48
11	Ciment albastru 3 %	−0,146	−0,270	−0,580	−0,633	−0,4	−0,65
12	„ „ 5 %	−0,167	−0,292	−0,645	−0,655	−0,47	−0,68
13	„ „ 10 %	+1,94	+2,17	+1,60	+1,52	+1,6	+1,70
14	Ciment verde 1 %	−0,187	−0,187	−0,145	+0,416	−0,1	+0,20
15	„ „ 3 %	+1,35	+1,38	+0,98	+1,12	+1,6	+1,70
16	„ „ 5 %	+1,12	+1,23	+1,05	+1,33	+1,6	+1,70
17	„ „ 10 %	+0,92	+0,396	+0,480	+1,31	+1,7	+1,90

Tabela 14

Umflarea epruvetelor din mortare plastice (conf. ISO—Te—74) cu cimenturi colorate menţinute la apă

Nr. crt.	Cimentul	Umflarea în mm/m					
		3	7	28	90	180	1 an
		Zile					
1	Ciment alb 1	+0,166	+0,229	+0,293	+0,271	+0,18	+0,29
2	„ „ 2	+0,353	+0,291	+0,312	+0,312	+0,3	+0,32
3	Ciment roşu 1 %	+0,125	+0,271	+0,291	+0,437	+0,3	+0,38
4	„ „ 3 %	+0,625	+0,625	+0,143	+0,271	+0,26	+0,28
5	„ „ 5 %	+0,062	+0,625	+0,145	+0,271	+0,26	+0,28
6	„ „ 10 %	+0,188	+0,292	+0,355	+0,458	+0,5	+0,55
7	Ciment galben 1 %	+0,0835	+0,167	+0,23	+0,332	+0,87	+0,98
8	„ „ 3 %	+0,0416	+0,0416	+0,083	+0,229	+0,26	+0,29
9	„ „ 5 %	+0,241	+0,104	+0,125	+0,354	+0,58	+0,62
10	„ „ 10 %	+0,208	+0,292	+0,396	+0,520	+0,45	+0,58
11	Ciment albastru 3 %	−0,125	+0,125	+0,23	+0,33	+0,43	+0,52
12	„ „ 5 %	−0,104	+0,104	+0,188	+0,333	+0,2	+0,40
13	„ „ 10 %	+3,45	+8,6	+8,8	+8,87	+8,8	+8,30
14	Ciment verde 1 %	−0,188	−0,250	−0,312	−0,125	−0,1	+0,35
15	„ „ 3 %	+1,92	+3,71	+3,77	+3,86	+3,9	+4,20
16	„ „ 5 %	+2,36	+7,10	+11,5	+9,41	+10,0	+12,00
17	„ „ 10 %	+2,06	+6,84	+23,0	+20,0	+21	+25,00

— cimenturile albastre, a variat în limitele 0,30—0,71 mm
— cimenturile verzi, a variat în limitele 0,04—1,86 mm

faţă de cimentul alb etalon care a avut 0,53 mm (tab. 15) rezistenţa la uzură, pe betoane colorate cu :

— cimenturile roşii, a variat în limitele 0,15—1,07 mm
— cimenturile galbene, a variat în limitele 0,15—0,9 mm
— cimenturile albastre, a variat în limitele 0,94—1,06 mm
— cimenturile verzi, a variat în limitele 0,63—1,18 mm.

Rezistenţa la gelivitate

Probele de mortare şi betoane confecţionate cu cimenturile colorate mixte (pe bază de clincher alb şi pigmenţi coloranţi) s-au supus la 100 cicluri de gelivitate şi au rezistat (în afara cimenturilor verzi) fără deteriorări, în comparaţie cu probele martor menţinute în apă. Coeficientul de înmuiere după 50 cicluri de gelivitate a mortarelor colorate a prezentat valorile : pentru cimenturile roşii 2,8 %—12,4 %, pentru cimenturile galbene : 3,7 %—5,4 %, pentru cimenturile albastre 8,1 %—8,3 % şi 3,7 %—18,5 % pentru cimenturile verzi.

La probele de betoane colorate, coeficienţii de înmuiere au fost cuprinşi în limitele : pentru cimenturile roşii : 15,4 %—22,6 %; pentru cimenturile galbene 17,8 %—28,9 %; pentru cimenturile albastre 12,8 %—15,5 % şi pentru cimenturile verzi 0,9 %—12,3 %.

S-au constatat coeficienţii de înmuiere cu valorile maxime, atît pe mortare, cît şi pe betoane la cimenturile colorate mixte cu procente maxime (10 %) de pigment colorant.

Rezistenţa culorii

Cimenturile Portland colorate au avut indicii de reflexie din tabela 17, care scad în funcţie de pigmentul introdus, atît în lumina albă, cît şi cu filtrul verde, albastru şi roşu. Procentul optim de pigmenţi coloranţi pe baza coeficienţilor de reflexie, care nu scad prea mult de la 5 % la 10 % adaos de pigmenţi coloranţi, apare indicat a fi de maximum 5 %, atît pentru puterea mare de colorare, cît mai ales pentru a nu prejudicia rezistenţele mecanice.

Unul din principalii indici ai calităţii şi durabilităţii cimenturilor colorate este uniformitatea şi stabilitatea culorii la aer, apă şi mai ales la lumina solară. Această caracteristică se determină prin diferite metode, printre care încercarea probelor la acţiunea luminii solare şi a agenţilor atmosferici, iradierea cu raze ultraviolete, precum şi în condiţiile păstrării în apă.

Prin expunerea probelor din pastă de cimenturi colorate în aer de laborator timp de 1 an s-au observat slabe fenomene de eflorescenţă numai la cimenturile roşii şi galbene cu 10% coloranţi.

Cimenturile albastre manifestă eflorescenţă pronunţată, iar cimenturile verzi îşi schimbă total culoarea, devenind albastre cu pete roz.

Probele de mortare plastice ISO—Tc—74, cu cimenturi colorate menţinute în apă timp de un an, se comportă astfel :

— cimenturile roşii şi galbene îşi păstrează aproape integral culoarea ;

— cimenturile albastre prezintă puternice eflorescenţe, iar cimenturile verzi pierd total culoarea, care se solubilizează chiar de la primele ore de la introducerea în apă la 20°C şi 100°C. Considerăm că din acest punct de vedere apar contraindicate la tratamentul hidrotermal.

Comportarea la radiaţii ultraviolete

Probele din pasta de cimenturi colorate s-au supus acţiunii neîntrerupte, timp de 80 de ore, a radiaţiilor ultraviolete şi s-au constatat următoarele :

— cimenturile galbene cu 1, 3, 5 şi 10% oxid galben de fier au rezistat fără apariţie de eflorescenţe sau pete colorate diferit ;

— cimenturile roşii şi galbene cu 1, 3 şi 5% oxizi de fier, de asemenea, au rezistat la tratamentul cu radiaţii ultraviolete ;

— cimenturile cu 10% oxid roşu de fier prezintă, după tratarea cu radiaţii ultraviolete, pete foarte mici de culoare roşie-violet ;

— cimenturile albastre cu 1, 3, 5 şi 10% ultramarin prezintă eflorescenţă pronunţată — se albesc ;

— cimenturile verzi cu 1, 3, 5 şi 10% verde decorativ îşi schimbă culoarea verde în albastru cu pete roz, dovedind o totală instabilitate a culorii.

Tabela 15

Rezistenţa la uzură pe cale uscată cu maşina Böhme şi rezistenţa la compresiune după 50 cicluri de gelivitate, pe mortare

Ciment colorat	Adaos colorat %	Uzura (g/cm^2) 110 (rot/min)	220 ture	230 ture	440 ture	Uzura in mm la 440 ture	Rezistenţa la compresiune (kgf/cm^2) proba mortar	după 50 cicluri	Coef. de inmuiere după 50 cicluri
Alb etalon I		0,021	0,044	0,071	0,106	0,53	—	—	—
Alb etalon II		0,016	0,034	0,050	0,079	0,40	—	181	—
Roşu	1	0,013	0,025	0,038	0,058	0,30	22	209	5,8%
	2	0,011	0,021	0,032	0,041	0,20	210	204	2,8%
	5	0,025	0,054	0,081	0,109	0,53	177	155	12,4%
	10	0,015	0,044	0,066	0,094	0,46	185	171	7,6%
Galben	1	0,024	0,048	0,078	0,100	0,47	237	244	5,4%
	3								
	5	0,015	0,028	0,045	0,073	0,36	212	204	3,7%
	10								
Albastru	3	0,026	0,042	0,066	0,144	0,70	208	191	8,1%
	5	0,016	0,031	0,045	0,063	0,30	215	197	8,3%
	10	0,035	0,067	0,102	0,142	0,71	—	—	—
Verde	1	0,014	0,035	0,061	0,082	0,040	212	204	3,7%
	3	0,023	0,045	0,062	0,080	0,40	—	—	—
	5	0,038	0,074	0,113	0,173	1,86	201	181	9,9%
	10	0,047	0,092	0,135	0,207	1,04	113	92	18,5%

Tabela 16

Rezistenţa la uzură pe cale uscată cu maşina Böhme şi rezistenţa la compresiune după 50 cicluri de gelivitate, pe betoane

Ciment colorat	Adaus colorat (%)	Uzura g/cm^2 110 (rot/min)	220 ture	330 ture	440 ture	Uzura in mm la 440 ture	Rezistenţa la compresiune (kgf/cm^2) probe mortar	după 50 cicluri inghet-dezghet	Coeficient de inmuiere după 50 cicluri
Roşu	1	0,059	0,139	0,200	0,249	1,07	—	277	—
	3	0,014	0,022	0,028	0,035	0,15	358	278	22,6%
	5	0,039	0,081	0,135	0,180	0,77	375	303	19,4%
	10	0,021	0,035	0,058	0,077	0,33	381	322	15,4%
Galben	1	0,057	0,102	0,159	0,209	0,90	373	265	28,9%
	3								
	5	0,010	0,019	0,028	0,037	0,15	358	292	17,8%
Albastru	3	0,065	0,123	0,170	0,219	0,94	343	299	12,8%
	5	0,053	0,116	0,180	0,246	1,06	315	266	15,5%
	10								
Verde	1	0,027	0,075	0,118	0,170	0,73	403	399	0,9%
	3								
	5	0,032	0,064	0,115	0,147	0,63	420	375	10,7%
	10	0,063	0,159	0,217	0,268	1,18	315	276	12,3%

Tabela 17

Coeficientul de reflexie ale cimenturilor colorate

Cimentul colorat	ρ_a (alb)	ρ_{abs} (albastru)	ρ_r (roşu)	ρ_v (verde)	x_L	y_L	Formulele folosite
Ciment alb Comarnic (20 % calcar)	70,2	64,4	73,6	71,45	0,352	0,34	$x_L = \dfrac{\rho_v}{\rho_r + \rho_r + \rho_{abs}}$
Ciment alb etalon 1	55,35	50,7	58,0	56,55	0,350	0,342	—
„ „ „ 2	56,10						
Ciment verde 1 %	54,75	51,3	58,85	57,5	0,350	0,344	$y_L = \dfrac{\rho_r}{\rho_r + \rho_r + \rho_{abs}}$
„ 3 %	52,4						
„ 5 %	53,4						
„ 10 %	50,0	51,1	52,3	56,7	0,32	0,354	—
		50,7	48,8	54,5	0,317	0,354	ρ_r = reflexie cu filtru roşu
		52,2	45,7	55,9	0,298	0,363	—
		49,7	38,4	52,8	0,272	0,375	ρ_{abs} = reflexie cu filtru albastru
Ciment albastru 3 %	46,35						
„ 5 %		51,55	42,15	46,3	0,3	0,331	
	42,95	51,20	36,5	42,35	0,28	0,326	ρ_r = reflexie cu filtru verde
„ 10 %	38,65						
		49,55	28,6	37,35	0,248	0,323	
Ciment galben 1 %	46,0	34,25	58,4	48,35	0,584	0,483	
„ 3 %	36,7	21,8	54,95	38,25	0,478	0,333	
„ 5 %	32,25	16,55	53,4	33,4	0,52	0,323	
„ 10 %	27,15	11,85	48,85	28,0	0,55	0,316	
Ciment roşu 1 %	31,95	25,45	51,4	31,25	0,47	0,29	
„ 3 %	20,7	14,75	44,85	19,5	0,567	0,247	
„ 5 %	15,95	10,40	39,65	14,45	0,615	0,224	
„ 10 %	11,05	6,45	33,60	9,60	0,678	0,193	

Cimenturi colorate din clinchere colorate

Pornind de la materiile prime, condiţiile de clincherizare şi de răcire ale clincherului alb, s-a constatat că oxizii de fier, mangan, crom etc., în cantităţi extrem de mici, au o influenţă puternică asupra culorii clincherului.

Bazîndu-ne pe aceste constatări şi pe datele din literatura de specialitate [1—5], am trecut la realizarea în fază de laborator şi semiindustrială a cimenturilor colorate din clinchere colorate. Rezultatele acestor cercetări fac obiectul studiilor efectuate de autori în cadrul ICMPC în anul 1966 [11—12].

Domeniul de utilizare a cimenturilor colorate în construcţii şi industria prefabricatelor este foarte vast; se utilizează pentru lucrări de finisaje în construcţii, permiţînd realizarea de finisaje de calitate superioară cu mare durabilitate în timp, de exemplu :

— tencuieli interioare şi exterioare ;

— mozaicuri hidraulice ;

— pardoseli continue (cunoscute sub denumirea de terrazzo) ce pot înlocui marmurele naturale sau pietrele naturale ;

— elemente decorative (frize, cornişe, capiteluri, balustrade, scări, stîlpi) ;

— elemente prefabricate pentru acoperişuri interioare şi exterioare ;

— plăci de azbociment colorate ;

— dale, borduri, piste de aerodromuri şi tronsoane de şosele.

Un domeniu care a preocupat Secţia produse lianţi este folosirea cimenturilor colorate pe bază de clincher alb şi pigmenţi coloranţi şi a cimenturilor din clinchere colorate la fabricarea de plăci ondulate, profilate şi emailate de azbociment colorat de calitate superioară. Cercetările în acest domeniu sînt în curs şi la fabrica de azbociment Oradea.

Cimenturile colorate produse în fază semiindustrială la sfîrşitul anului 1966 la fabrica Comarnic s-au folosit la plăci — dale de mozaic, produse în întreprinderea Marmora Bucureşti şi aplicate cu rezultate pozitive la noul sediu al Consiliului Naţional al Cercetărilor,

Bibliografie

[1] Solacolu Ş. : Chimia fizică a silicaţilor tehnici, Editura Tehnică, Bucureşti, 1957.

[2] Taylor H. F. W. : Chimia cimenturilor, vol. I şi II, Academic Press, London and New York, 1964.

[3] Cerepovschi S. S., Aleşina O. K. : Producţia de ciment alb şi colorat, Gosstroizdat, Moskva, 1964.

[4] Bojenov P. I., Holopova : Ciment Portland colorat din clincher, Ţement, nr. 6, 1965.

[5] Budnicov P. P., Sologubova O. M. : Reacţia între caolin şi $CaCO_3$ şi obţinerea cimentului alb. Docladî Academii Nauk, U.R.S.S., nr. 5, 1952.

[6] Waanders J. : Producţia de ciment alb, Rock Products, nr. 5, 1964.

[7] * * * : Ciment colorat, Building Materials, ian. 1966.

[8] Gracian A. N. şi alţii : O experienţă privind mărirea gradului de alb al clincherului de ciment, Ţement, nr. 1, 1962.

[9] Panomarev : Influenţa diferitelor medii gazoase de ardere asupra proprietăţilor clincherului alb. Ţement, nr. 3, 1965.

[10] Silvano Zorzi : Pasarela fabricii noi de ciment a Societăţii Italcementi de la Rezzato — Mazzano, construită prin utilizarea cimentului alb. Industria italiana del cemento nr. 3, 1965.

[11] Venaut Michel : Studiul comportării cimenturilor colorate. Matériaux de Construction, mai, 1959.

[12] Enculescu M., Marton E. : Ciment Portland alb cu caracteristici superioare Referat I.C.M.P.C., dec. 1966.

[13] Enculescu M., Marton E. : Cimenturi colorate. Referat I. C. M. P. C., iunie — decembrie, 1966.

[14] Ionescu I , Enculescu M. : Asupra metodelor de determinare a rezistenţei (mărcii) cimenturilor. Rev. construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 5—6, 1966.

[15] Munteanu M., Andriaş I. : Studii de materii prime pentru ciment alb. Referat I.P.C.M.C., martie, 1962.

CRONICA

Expoziţia industrială japoneză

Între 19 şi 30 mai a. c. Japonia a prezentat la Bucureşti, în pavilionul de Expoziţii de pe malul lacului Herăstrău, o expoziţie de produse industriale.

După cel de al doilea război mondial Japonia a devenit una dintre cele mai dezvoltate ţări din punct de vedere industrial, datorită nivelului ridicat de pregătire a cadrelor tehnice, introducerii pe scară largă a instalaţiilor ultra moderne şi inovaţiilor tehnice la nivel mondial.

Astăzi, Japonia ocupă locul întîi în construcţia navelor, motocicletelor şi aparatelor de radio, locul al doilea în producţia de televizoare, textile sintetice şi locul trei în siderurgie şi industria de automobile.

Modul în care au fost plasate standurile şi în care s-au prezentat exponatele denotă mult bun gust şi a permis punerea în valoare a varietăţii şi execuţiei îngrijite a produselor.

La nivelul superior al pavilionului a fost prezentat un model de apartament al unei familii japoneze, incluzînd tradiţionala grădină, camera de ritual, de mîncare, de primire şi bucătăria utilată modern. În continuare era prezentată macheta celui mai rapid tren din lume care leagă Tokyo de Osaka, avînd o viteză de 200 km/h, cu maximum de confort şi de securitate, precum şi macheta unui avion turbo-propulsor pentru 70 de pasageri.

Standurile de la nivelul inferior au cuprins produse ale industriei chimice, maşini agricole, motoare, automobile, aparate electrice pentru industrie şi pentru uz casnic, produse din fontă şi oţel, diverse maşini pentru industrie, aparate optice, fibre sintetice, produse ale industriei uşoare, papetărie etc.

Firma Mitsubichi care proiectează, fabrică şi construieşte uzine petrochimice, centrale electrice, rafinării de petrol, uzine de celuloză etc. a prezentat şi o serie de maşini agricole, tractoare forestiere şi un excavator cu o cupă de 0,4 m^3(BS—3). Datorită supleţei sale şi posibilităţii de a se deplasa în locuri accidentate, el poate fi folosit şi la lucrări mari ca auxiliar pentru maşini mai grele. Excavatorul BS—3 este foarte mobil, robust şi rezistent. Cîntărind numai 3 300 kg şi avînd o lungime de 3,6 m el poate fi transportat în orice loc de muncă cu un camion.

Asociaţia japoneză a exportatorilor de fier şi oţel a prezentat diverse profile laminate care prin forma lor raţională permit reducerea greutăţii construcţiilor pentru care sînt folosite.

Profilul companiei chimice Hitachi este foarte larg. Printre produsele prezentate s-au remarcat plăci metalice decorative cu melamină, ceramică etc.

Remarcabile de asemenea erau aparatele de radio, magnetofoanele, televizoarele şi aparatele electrice de uz casnic, poduse de mai multe firme specializate.

Un loc important era ocupat de maşinile electronice de calcul, de aparatele de măsură şi control cum şi de aparatele medicale.

Produsele din fibre sintetice au o gamă foarte variată de culori, iar folosirea lor în industria textilă a fost ilustrată printr-un sortiment bogat de produse.

Un colţ al expoziţiei era rezervat artei de aranjare a florilor (Ikebana) unde s-au făcut zilnic demonstraţii pentru vizitatori.

Expoziţia industrială japoneză a prilejuit o cunoaştere mai adîncă a progresului şi dezvoltării Japoniei, cum şi a preocupărilor harnicului popor japonez.

SCHWEISSTECHNIK

Rauscherstrasse 23
1200 VIENA II — Austria

EXPOZIŢIA TEHNICĂ DE SUDURĂ

15—23 iulie 1967, Bucureşti

Pavilionul E al Complexului Central de Expoziţii, Piaţa Scînteii

În cadrul expoziţiei sînt prezentate utilaje şi aparate de sudură de înaltă tehnicitate.

Pentru specialişti au loc prezentări de filme tehnice şi demonstraţii practice, conform următorului program :

— **luni 17 iulie 1967**
ora 10 : prezentare de filme tehnice şi discuţii pe tema „Suduri prin puncte"
— **marţi, 18 iulie 1967**
ora 10 : Prezentare de filme tehnice şi discuţii pe tema : „Suduri cu gaz de protecţie"
ora 13 : Demonstraţii practice
— **miercuri, 19 iulie 1967**
ora 10 : Conferinţă pe tema : „Plasma"
ora 13 : Demonstraţii practice
— **joi, 20 iulie 1967**
ora 10 : Prezentare de filme tehnice şi discuţii pe tema : „Sudură prin puncte în industria construcţiilor"
ora 13 : Demonstraţii practice
— **vineri, 21 iulie 1967**
orele 8—18 : Ziua demonstraţiilor practice

Vizitarea expoziţiei : zilnic între orele 8 şi 18

Specialiştii întreprinderii SCHWEISSTECHNIK stau la dispoziţia celor interesaţi cu material documentar şi informaţii detaliate.

1967 [illegible] 29

1967 7

R

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

ERALVA

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

E 1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

7

1967

VOLUMUL 21. Nr. 7
IULIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian.

SUMAR

L. TENDLER
Executarea cuvei bazinului de apă de 1 000 m^3 la castelul de apă de la Uzina de aluminiu Slatina 337

W. KARGEL
Tehnica actuală a fundaţiilor de ciocane . . . 343

C. GUST
Proiectarea instalaţiilor de antene colective pentru clădiri de locuit din mediul urban . . . 352

STUDII ŞI CERCETĂRI

R. CONSTANTINESCU, M. ANGELESCU, M. LECCA
Betoane aparente decorative cu agregate naturale 363

A. MIHUL, C. CAPATU, T. PATELLI, N. PREDA
Cercetări asupra aderenţei armăturilor la betonul compactat prin vibrare în cofraje glisante . 369

V. PETCU, GEORGETA STĂNCULESCU
Comportarea în domeniul plastic a plăcilor pătrate de beton armat 374

V. MOLDOVAN
Cercetări microscopice asupra hidratării cimentului şi a formării structurii pietrei de ciment sub influenţa aditivilor plastifianţi · 381

A. ŞTEFĂNESCU-GOANGĂ
Îmbunătăţirea calităţii betonului cu ajutorul aditivului lignosulfonat de calciu (L.S.C.) . . 385

NOTE

E. KEINTZEL
Calculul aproximativ al vibraţiilor cadrelor spaţiale etajate axial-simetrice 390

D. PÎNZARU
Panouri dispersoare din polistiren aplicate la tavane 391

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

SUMMARY

L. TENDLER : The construction of the 1 000 c.m. water basin vat for the tower at the Aluminium Works in Slatina.

A 1 000 c.m. capacity water tower, 50 m height from the reservoir vat bottom, was designed and built with the purpose to regulate and balance the industrial water hourly consumption at the Aluminium Works in Slatina.

The author gives a description of the design then a brief description of the executional stage, which required three distinct phases, characterized through different executional technologies. The substructure is characterized through a large amount of earthwork and a considerable amount of concrete spent in foundations.

The tower proper was erected in exclusivity through the sliding technique, while the reservoir vat and the roofing required some special work in metallic structures and also the casting of thin concrete members.

W. KARGEL : The present technique of foundations for hammers.

The author presents some problems rised by hammer foundations in the present state of the art.

The stress is laid on the practical solution brought to design problems, to the calculations and to executional problems rised by foundations with resilient insulation. The concepts of ,,arching" and ,,damping" as applied in the field of machine foundations are clarified and the efficiency of the resilient insulation is analysed.

In conclusion the author presents an example of calculation and the foundation work laid down for a 8.2 hammer, the largest construction provided with a resilient insulation in our country.

C. GUST : Design of collective aerial installations for town housings.

The purpose of the paper is to clarify some problems related to the electrical dimensioning of collective aerial installations. Meanwhile, a new graphical method is presented for calculating such installations, wherein due consideration is given to parameters exhibited by the inland prefabricated members.

The method suggested is verified in the design practice of multi-storey town housings which should include collective aerial installations.

R. CONSTANTINESCU, M. ANGHELESCU and M. LECCA : Visible decorative concrets in natural aggregates.

The authors present the studies carried out at the Institute for Building Research and Building Economy (INCERC), with a view to determine the most efficient method to be applied for obtaining a decorative concrete surface by outstressing the effect of the natural aggregates through pickling the concrete surface with hydrochoric acid solutions followed by water rinsing.

Also presented is the research work carried out with a view to obtain visible decorative concretes by means of embossed moulds or of natural aggregates disposed on the bottom of the casings, as applied in the technology used for casting panels with the finished side facing downwards.

A. MIHUL, C. CAPATU, T. PATELLI, N. PREDA : Investigations on the reinforcement adherence to the sliding casing vibrated concrete.

The authors present experimental information including results obtained subsequent to a large amount of adherence tests (432 types of test-pieces, with OL 38, TOR 47 and PC 52 steels of diameters ranging between 8 and 18 mm and for various techniques of concrete compression).

V. PETCU. GEORGETA STĂNCULESCU: Reinforced concrete square plate behaviour in the plastic range.

The authors report the behaviour in the plastic range of a number of 15 reinforced concrete square plates loaded by a force applied at their center. The plates differred by their respective amount of reinforcement and by the quality of the reinforcement used. The study outlined the existence of a critical percentage of reinforcement which is a function of the reinforcement quality and of the loading diagram and which represent the limit for the application of the breaking line theory for determining the bearing capacity of bi-directional reinforced plates.

V. MOLDOVAN: Microscopic investigations on cement hydratation and on the formation of the cement stone structure as a result of the effect borne by plasticizing additions.

Cement hydratation is a very complex process consisting in the reaction to water of cement constituents, reactions which generate complex calcium hydrosulphoaluminates, calcium aluminates calcium hydrosilicates and calcium hydroxides, all of which have, for the most part, a complex analysis and structure.

The authors outstress some phenomena taking place on cement hydratation in clean cement suspensions and under the influence of plasticizing additions, while with the purpose to follow the cement stone structure and structure modifications which take place under the influence of plasticizing additions, thin sections of settled pastes were prepared and submitted to transparence investigations.

Microscopic investigation ave correlated to some technical properties of the cement stone.

A. STEFĂNESCU GOANGĂ : Improving concrete quality through the use of calcium ligno-sulphonate additions (S.L.S.C.)

The author reports the laboratory results obtained at the No. 5 Building Trust with the use of calcium lignosulphonate as a concrete plastifier.

Investigations are carried out at a laboratory stage; the technologic procedure and the optimal proportioning are shown. Actual experiments in the field were not undertaken as calcium lignosulphonate is not yet introduced in current production.

E. KEINTZEL : An approximate calculation of vibrations in axial-symmetrical storeyed spacial frames.

The results obtained by the author and published in a previous work, where he gave the simplified formulae used for determining the radial and tangential rotations in frames with an axial symmetry, serve also to determine the peak deflexion which, in turn, serves to determine the self-period of vibration for the structure, by using Geiger formula.

D. PÎNZARU : Polystyrene dispersing panels applied to ceilings.

Polystyrene dispersing panels serve to conceal the ducts and conduits mounted in corridor ceilings.
The author presents the execution of a ceiling in polystyrene dispersing gratings, such as it was actually carried out for the corridors of the Touristic Hotel in Piatra Neamț.
This way of working confers to the ceiling a pleasant aspect, while the possibility of dismantling the panels ensures an easy acces to the installations and justifies the introduction of plastic materials in buildings.

SOMMAIRE

L. TENDLER : Exécution de la cuve du bassin d'eau de 1 000 m³ au château d'eau des Usines d'Aluminium de Slatina.

Pour régulariser et équilibrer la consommation horaire en eau industrielle des Usines d'Aluminium de Slatina, on a conçu, étudié et exécuté un château d'eau de 1 000 m³ de capacité et de 50 m de hauteur à la base de la cuve du réservoir.
L'auteur donne un description de l'étude, pour présenter ensuite la phase d'exécution qui a nécessité trois étapes distinctes, caractérisées par technologies de travail différentes. L'infrastructure est caractérisée par un important volume de travaux terrassiers et par quantités considérables de bétons dans les fondations.
La tour du château était réalisée exclusivement par glissage, tandis que la cuve du réservoir et la toiture ont requis l'exécution de travaux spéciaux de montages métalliques et de coulages d'éléments minces en béton.

W. KARGEL : Technique actuelle des fondations pour marteaux.

L'auteur présente les problèmes sucités par les fondations pour marteaux, dans l'état actuel de la technique.
L'accent tombe sur la résolution pratique des problèmes de l'étude, du calcul et de l'exécution des fondations à isolement élastique. On précise les notions de „courbure longitudinale" et d'„amortissement" dans le domaine des fondations pour machines et l'on analyse l'efficacité de l'isolement élastique.
En conclusion on donne un exemple de calcul et l'on présente l'exécution de la fondation pour un marteau de 8,2, la plus importante exécutée dans le pays avec des dispositifs d'isolation élastique.

C. GUST : Etude de conception sur les installations d'antennes collectives pour les immeubles d'habitation situés dans les zones urbaines.

L'auteur se propose de clarifier quelques problèmes concernant le dimensionnement électrique des installations d'antennes collectives. Il présente en même temps une nouvelle méthode graphique pour calculer ces installations où l'on tient compte des paramètres présentés par les éléments préfabriqués dans le pays.
La méthode proposée est vérifiée par application dans la pratique de l'étude de conception des immeubles d'habitation à plusieurs étages destinés aux milieux urbains où l'on doit prévoir des installations pour antennes collectives.

R. CONSTANTINESCU, M. ANGHELESCU și M. LECCA : Bétons apparents décoratifs à agrégats naturels.

Les auteurs présentent les études entreprises à l'Institut des Recherches en Constructions et Économie des Constructions (INCERC) pour déterminer la méthode la plus efficace quant à l'obtention d'une surface de béton décorative par la mise en évidence des agrégats naturels, ce qui est achevé par décapage des surfaces du béton à l'aide de solutions d'acide chlorhydrique et lavage à l'eau.
Ils présentent également les recherches effectuées en vue d'obtenir des bétons décoratifs apparents au moyen de moules en relief ou bien des agrégats naturels disposés sur le fond des coffrages, en suivant la technologie du coulage des panneaux à la face finissée à la partie inférieure.

A. MIHUL, C. CAPATU, T. PANTELLI, N. PREDA : Recherches sur l'adhérence des armatures au béton vibré en coffrages glissants.

Les auteurs présentent un matériel documentaire comprenant les résultats d'un nombre important d'essais d'adhérence (432 types d'éprouvettes en aciers OL 38, TOR 47 et PC 52, dont les diamètres variaient de 8 à 18 mm, le compactage du béton étant réalisé par différentes voies).

V. PETCU, GEORGETA STĂNCULESCU : Comportement dans la région de plasticité des dalles carrées en béton armé.

Les auteurs présentent le comportement dans la région de plasticité de 15 plaques carrées en béton armé, sollicitées par une force dont le point d'application se trouve à leur centre. Les plaques étaient différentes comme pourcentage de renforcement et qualité de l'armature. L'étude fait ressortir l'existence d'un pourcentage critique de renforcement, qui est fonction de la qualité de l'armature et du schéma de chargement et qui constitue la limite d'application de la théorie des lignes de rupture pour déterminer la capacité de résistance des plaques armées sur deux directions.

V. MOLDOVAN : Recherches microscopiques sur l'hydratation du ciment et la formation de la structure de pierre de ciment sous l'influence des additifs plastifiants.

L'hydratation du ciment est un processus extrèmement complexe qui consiste en la réaction avec l'eau de scomposants du ciment, réactions qui donnent les hydrosulfoaluminates de calcium, les hydroaluminates de calcium, les hydrosilicates de calcium et les hydroxydes de calcium composés, ceux-ci ayant dans leur majorité une composition et structure complexes.

L'article souligne certains phénomènes qui ont lieu lors de l'hydratation du ciment en suspensions de ciment pur et sous l'influence des additifs plastifiants, tandis que pour pouvoir suivre la structure de la pierre de ciment et les modifications de structure intervenant sous l'influence des additifs plastifiants, on a préparé des sections minces en pâtes durifiées et on a procédé à des essais par transparence.

Les investigations microscopiques sont corroborées de certaines propriétés techniques de la pierre de ciment.

A. STEFĂNESCO-GOANGĂ : Amélioration de la qualité du béton grâce à l'addition de ligno-sulfonate de calcium (L.S.C.).

L'auteur présente les résultats des essais de laboratoire entrepris par le Trust 5 Constructions sur l'utilsation du ligno-sulfonate de calcium comme additif plastifiant pour le béton.

Les essais sont en phase de laboratoire ; on indique la technologie d'application et les dosages optimaux. On n'a pas encore entrepris d'essais pratiques en production car le lignosulfonate de calcium n'est pas entré, pour le moment, en production courante.

E. KEINTZEL : Calcul approximatif de la vibration des cadres spatiaux étagés de façon axiale-symétrique.

Les résultats obtenus par l'auteur et publiés dans un ouvrage antérieur, où il a donné les formules simplifiées servant à déterminer les mouvements de rotation radiale et tangentielle des cadres à symétrie axiale, lui servent a déterminer la flèche de pointe, celle ci servant à son tour à déterminer la période propre de vibration de la structure, par application de la formule de Geiger.

D. PÎNZARU : Panneaux de disperssement en polystyrène appliqués aux plafonds.

Les panneaux de dispersement servent à masquer les conduites dans les plafonds des corridors.

L'auteur présente le mode d'exécution d'un plafond en grilles de dispersement en polystyrène, tel qu'il a été mis en pratique pour les plafonds des corridors de l'Hôtel Touristique de Piatra Neamț.

Cette exécution assure un aspect plaisant, tandis que la possibilité de démonter les panneaux assure l'acces facile des installations et justifie l'introduction des masses plastiques dans la pratique des constructions.

INHALT

L TENDLER : Bau eines 1 000 m^3 Wasserbehälters für den Wasserturm der Slatina Aluminiumwerke

Der Ausgleich und die Regelung des Spitzenverbrauchs an Betriebswasser erforderten den Bau eines Wasserturmes für das Slatina Aluminiumwerk ; Inhalt des Behälters – 1000 m^3, Gesamthöhe des Wasserturmes – 50 m.

Im Artikel wird der Entwurf beschrieben ; es folgt eine kurze Erörterung der Bautechnik die drei gesonderte Bauetappen, durch drei verschiedene Bautechniken gekennzeichnet, erforderte. Der Unterbau ist durch erhebliche Erdarbeiten und bedeutende Betonmengen für den Grundbau gekennzeichnet.

Der Turm selbst wurde in Gleitschalungen gegossen ; der Bau des Wasserbehälters und der Dachkonstruktion erforderten aber besondere Stahlmontagearbeiten sowie das Giessen von dünnwandigen Betonteilen.

W. KARGEL : Der heutige Stand der Errichtung von Hammerfundamenten

Der Verfasser führt vor, vom heutigen Entwicklungsstand der Technik aus betrachtet, einige Fragen betreffend den Bau von Hammerfundamenten.

Besondere Aufmerksamkeit wird der praktischen Lösung der Probleme des Entwurfs, der Berechnung und Errichtung von elastisch isolierten Fundamenten geschenkt. Es werden geklärt die im Maschinengründungsbau vorkommenden Begriffe ,,Federung" und ,,Dämpfung" und es wird untersucht die Wirksamkeit einer elastischen Isolierung.

Im Abschluss wird ein Zahlenbeispiel vorgeführt und der Bau eines 8 Tonnen Hammerfundaments beschrieben – das bisher grösste hierzulande errichtete Hammerfundament mit elastischen Isolierungsvorrichtungen vorgesehen.

C. GUST : Der Entwurf von Kollektivantennen für städtische Wohnbauten

Der Verfasser setzt sich als Ziel einige Fragen zu klären betreffend die elektrische Bemessung von Kollektivantennenanlagen. Gleichzeitig wird vorgeführt ein neues graphisches Verfahren der Bemessung von derartigen Anlagen dienend und das die Parameter der hierzulande erzeugten Fertigteilen berücksichtigt-

Das vorgelegte Verfahren wurde praktisch geprüft in den Entwürfen die für städtische Hochwohnhäuser ausgearbeitet wurden da Kollektivantennenanlagen bei solchen Bauten immer vorgesehen werden.

R. CONSTANTINESCU, M. ANGELESCU, M. LECCA : Dekorative Sichtbetone aus natürlichen Zuschlagstoffen

Die Verfasser führen vor die Forschungsarbeiten die im Forschungsinstitut für Bauwesen und Bauökonomie (INCERC) durchgeführt wurden um das wirksamste Verfahren festzusetzen das die Herstellung einer dekorativen Betonfläche

ermöglicht: die natürlichen Zuschlagstoffe werden hervorgehoben durch Bearbeitung der Betonflächen mit einer Salzsäurelösung und nachfolgender Wasserreinigung.

Es werden ebenfals vorgeführt die Studien die durchgeführt wurden um dekorative Sichtbetone herzustellen unter Anwendung von erhabenen Giessformen oder von natürlichen Zuschlagstoffen am Boden der Schalungen verlegt, angenommen dass die Betonplatten mit der Fertigfläche nach unten gedreht gegossen werden.

A. MIHUL. C. CAPATU, T. PATELLI, N. PREDA : Forschungsarbeiten betreffend die Haftung von Rundstahlstäben im Falle von in Gleitschalungen gegossenem Rüttelbeton

Die Verfasser führen vor die Ergebnisse der Versuchsarbeiten die durchgeführt wurden und die eine grosse Anzahl von Haftungsversuche einschliessen (432 Prüfkörpertypen, Stahlsorten OL 38, TOR 47 und PC 52, verschiedene Rundstahstäbe mit Durchmesser von von 8 bis 18 mm, verschiedene Betondichtungsverfahren).

V. PETCU, G. STĂNCULESCU : Plastisches Verhalten von viereckigen Stahlbetonplatten

Im Artikel wird beschrieben das plastische Verhalten von 15 viereckigen Stahlbetonplatten unter dem Angriff einer mittig gelenen konzertrierten Kraft. Die Platten unterschieden sich durch den Bewehrungsgehalt und durch die angewandten Stahlsorten. Die Forschungen haben das Vorhandensein eines kritischen Bewehrungswertes hervorgehoben der sowohl von der Stahlsorte wie von dem Belastungsschema abhängig ist ; bis zu diesem Wert ist anwendbar die Bruchlinientheorie zur Bestimmung der Tragfähigkeit einer doppelt bewehrten Stahlbetonplatte.

V. MOLDOVANU : Mikroskopische Forschungsarbeiten betreffend die Zementhydratation und die Beschaffenheit der Zementsteine unter Berücksichtigung von Plastikatorzusätzen

Die Zementhydratation ist ein hochkomplexer Prozess der die Reaktionen sämtlicher Zementbestandteile in der Gegenwart von Wasser berücksichtigt aus diesen Reaktionen ergeben sich Kalziumhydrosulphoaluminate, Kalziumhydroaluminate, Kalziumhydrosilikate und Kalziumhydroxid – alle Verbindungen mit komplexer Zusammensetzung und Struktur.

Im Artikel werden hervorgehoben einige Erscheinungen die bei der Hydratation von Zement in reinen Zementsuspensionen und unter dem Angriff von Plastikatoren auftreten ; zur Erforschung der Zementsteinstruktur und der strukturellen Änderungen die in der Anwesenheit der Plastikatoren vorkommen wurden dünne Querschnitte aus erhärteten Pasten hergestellt und darauf Transparenzforschungen durchgeführt.

Diese mikroskopischen Untersuchungen wurden mit den technischen Eigenschaften der Zementsteine in Verbindung gesetzt.

A. ŞTEFĂNESCU-GOANGĂ : Bessere Betone durch Zusatz von Kalziumlignosulphonat (KLS).

Im Artikel werden beschrieben die Laboruntersuchungen durchgeführt im Bautrust No. 5 betreffend die Anwendung von Kalziumlignosulphonat als Plastifizierungsmittel für Betone.

Die Versuche wurdem im Laboratorium durchgeführt ; est folgt die Beschreibung der Anwendungstechnik und der optimalen Mischungsform ein. Praktische Versuche an der Baustelle wurden nicht durchgeführt da das Kalziumlignosulphonat noch nicht üblicherweise erzeugt wird.

E. KEINIZEL – Näherungrechnung der Schwingungen von achsial-symmetrischen räumlichen Stockwerkrahmen

Die Ergebnisse die vom Verfasser erlangt wurden in einer früher veröffentlichten Arbeit in der man vereinfachte Formeln angab zur Berechnung von radialen und tangentiellen Verdrehungen bei achsial-symmetrischen Rahmenwerken dienen jetzt der Bestimmung der Spitzendurchbiegung ; letztere dient nachher der Berechnung der Eigenschwingungsperiode der Tragkonstruktion auf Grund der Geigerschen Formel.

D. PÎNZARU : Aus Polystirol hergestellte Deckendispersionsplatten

Diese aus Polystyrol hergestellten Dispersionsplatten dienen der Verkleidung von an Korridordecken angebrachten Rohrleitungen.

Der Verfasser beschreibt die Herstellung einer solchen Decke unter Anwendung von Polystyrol-Dispersionsroste an den Korridordecken des Touristenhotels aus Piatra Neamţ angebracht.

Das Verfahren sichert einen angenehmen Anblick ; da die Platten demontierbar sind ist ein leichter Zugang der Installation gesichert und also die Wirksamkeit der Anwendung von Kunststoffen bewiesen.

СОДЕРЖАНИЕ

К. Л. ТЕНДЛЕР: Выполнение резервуара для воды, ёмкостью в 1.000 м³ водонапорной башни Аллюминиевого Завода в г. Слатина.

Для регулировки и урвновешивания ежечастного расхода промышленной воды Аллюминиевого Завода в г. Слатина запроектирована и возведена водонапорная башня, ёмкостью в 1.000 м³, высота которой на уровне основания резервуара находится на высоте 50 м.

Встатье описан проект, а затем вкратце изложено производство работ, которое понадобилось разбить на три самостоятельных этапа охрактеризованных тремя различными технологиями. Для нулевого цикла, характерны большой объём земляных работ и значительное количество бетона для фундаментов.

Корпус башни осуществлен исключительно при помощи скользящей опалубки, а резервуар и покрытие вменили производство специальных монтажных работ для металлических частей и укладку бетона для тонких бетонных конструкций.

В. КАРГЕЛЬ: Современная техника по возведению фундаментов для молотов.

Автор описывает проблемы, которые, при существующем развитиии техники, выдвигают фундаменты для молотов.

Акцент поставлен на практическое решение вопросов проектирования, расчёта и возведения отдельных упругих фундаментов. Классифицируются понятия: ,,пружинить'' и ,,затрухание'', в области строительства фундаментов под машины и анализируется степень эффективности упругой изоляции.

В заключении приведен пример расчёта, а также описано возведение фундамента под молот 8,2 т. — наибольший из построенных в нашей стране на упругой изоляции.

К. ГУСТ: Проектирование антен общего пользования для жилых зданий, находящихся в городской среде.

Автор задался целью разъяснить некоторые вопросы относительно назначения размеров антен общего пользования, с точки зрения электриков. Одновременно описан новый метод графического расчёта данных работ; этот метод учитывает параметры сборных элементов, изготовляемых в нашей стране.

Предложенный метод проверен на практике проектирования многоэтажных жилых зданий, расположенных в городах и нуждающихся в антенах общего пользования.

Р. КОНСТАНТИНЕСКУ, М. АНГЕЛЕСКУ и М. ЛЕККА: Декоративные бетонные облицовки на естественных заполнителях.

Авторы описывают исследования проведенные в Научно-Исследовательском Институт по Строительству и Экономике Строительства — ИНЧЕРК — в целях определения наиболее эффективного метода для получения декоративной бетонной поверхности выделением естественных заполнителей для чего поверхность бетона протравливается соляной кислотой и промывается водой.

Одновременно описаны исследования, проведенные в целях получения декоративных бетонны облицовок при помощи рельефных форм или при помощи естественных заполнителей, уложенных на дно форм, применяя технологию укладки панелей лицевой стороной ко дну формы.

А. МИХУЛ, К. КАПЭТУ, Т. ПАТЕЛЛИ, Н. ПРЕДА Исследование сцепления арматуры с бетоном уплотнённым вибрированием в скользящей опалубке.

Авторы приводят экспериментальный материал охватывающий результаты большого количества испытаний сцепления (432 вида проб из сталей ОЛ 38, ТОР 47 и PC 52, диаметрами 8÷18 мм, при различных способах уплотнения бетона).

В. ПЕТКУ, ДЖЕОРДЖЕТА СТЭНКУЛЕСКУ: Поведение в пластической области квадратных железобетонных плит.

В статье описано поведение в пластической области 15-ти квадратных железобетонных плит под воздействие силы, приложенной в их центре. Плиты отличались одна от другой процентом армирования и качеством арматуры. Исслеование выявило существование критического процента армирования, — зависящего от качества арматуры и эпюры нагрузки, — до которого, для определения несущей способности плит армированных по двум направлениям, применима теория линий разрыва.

В. МОЛДОВАН: Исследование под микроскопом гидрации цемента и формирование структуры цементного камня под влиянуем пластифицирующих добавок.

Гидратация цемента — процесса весьма сложный и состоит он в реакции между водой и составными частями цемента, реакции, в результате которых образуются гидросероалюминаты кальция, гидроалюминаты кальция, гидросиликаты кальция и гидроокись кальция, соединения, состав и структура котрых, в большинстве случаев, комплексны.

В статье подчеркнуты некоторые явления, возникающие при гидратации чистого цемента во взвешенном состоянии и под влиянием пластифицирующих добавок, а для наблюдения над структурой цементного камня и её изменениями под влянием пластифицирующих добавок были изготовлены, из затвердевших паст, тонкие срезы, которые исслдовали при помощи просвечивания.

А. ШТЭФЭНЕСКУ-ГОАНГЭ: Улучшение качества бетона при добавке сульфированного лигнина кальция (Л.С.К.).

В статье описаны результаты лабораторных испытаний, проведенных 5-ым Строительным Трестом относительно использования С.Л.К. в виде пластифицирующей добавки к бетону.

Испытания проведены в лабораторной фазе с указанием технологии применения и оптимальной дозировки. Эксперименты еще не поставлены в натурных условиях, так как изготовление С.Л.К. еще не вступило в текущее производство.

Е. КЕЙНЦЕЛ: Приблизительный расчет колебаний пространственных этажированных рам симметричных по отнощеннию к оси.

Результаты полученные автором в ранее опубликованной работе, где даны упрощенные форнулы для определения радиальных и косательных поворотов рам с осевой симметрией, служат ему при определении концевого прогиба который в свою очеред служит для определения — на основании формулы Гейгера — собственного периода колебаний строительной схемы.

Д. ПЫНЗАРУ: Рассеивающие потолочные панели из полистирола.

Рассеивающие потолочные полистирольные панили служат для маскировки труб, проходящих под потолками коридоров.

Автор описывает выполнение потолков из таких панелей в коридорах туристского отеля в г. Пиятра-Нямц.

Такое решение обеспечивает приятный вид, а возможность их быстрой разработки — удобный доступ к проводкам и обосновывает эффективность внедрения пластмасс в строительстве.

Executarea cuvei bazinului de apă de 1000 m^3 la castelul de apă de la Uzina de aluminiu Slatina

Ing. L. Tendler

I. INTRODUCERE

În vecinătatea oraşului Slatina, un viitor nod energetic, s-a hotărît amplasarea unei uzine de aluminiu pentru prelucrarea prin electroliză a oxidului de aluminiu produs la Uzina de alumină Oradea.

Pentru alimentarea cu apă industrială a uzinei, s-a executat o priză de mal în albia Oltului şi o gospodărie de tratare a apei pe platforma uzinală.

Pentru regularizarea şi echilibrarea consumului orar, a fost necesar să se proiecteze şi să se execute un castel de apă cu o capacitate de 1 000 m^3, avînd o înălţime de 50 m la baza cuvei rezervorului.

Lucrarea se remarcă în ansamblul arhitectonic al uzinei prin supleţea ei, existînd o corelare perfectă între dimensiunile cuvei rezervorului şi ale turnului de susţinere.

Proiectul întocmit de IPACH a avut ca element de bază castelul de apă de la Complexul industrial Militari, executat de Ministerul Industriei Construcţiilor, cu recomandările de îmbunătăţire făcute de către C.S.C.A.S.

II. DESCRIEREA SOLUŢIEI

Castelul de apă este alcătuit dintr-un turn cilindric de 50 m înălţime, din beton armat, avînd diametrul interior de 6,00 m şi grosimea pereţilor de 25 cm, cu opt nervuri de 10 cm proeminenţă, alternînd din dimensiuni egale cu opt suprafeţe intrînde. Turnul este rigidizat cu planşee intermediare din 7 în 7 m, servind drept odihnă pentru scările de acces la cuva rezervorului, iar la cota + 49,00 (la un metru de la rezervor) cu o dală circulară de 23 cm grosime, pentru preluarea eventualelor forţe orizontale.

Rezervorul este realizat prin întrepătrunderea a două trunchiuri de con, care formează bazinul de apă.

Trunchiul de con exterior are diametrul mare (superior) de 26,40 m şi diametrul mic (inferior) de 6,50 m cu o înălţime de 6,00 m.

Cuva rezervorului are o grosime variabilă între 50 cm la baza ei şi 25 cm la extremitate.

Trunchiul de con interior, pe unde se face şi accesul la părţile superioare ale rezervorului şi castelului, are diametrul mare (inferior) de 6,50 m şi diametrul mic (superior) de 2,90 m, peretele de beton avînd o grosime constantă de 20 cm.

Acoperişul a fost proiectat dintr-o placă de beton armat de 7 cm grosime, rezemată pe grinzi radiale din beton armat cu armătura rigidă, din profile I 32 expandate la **I 48** şi folosite la centrul de susţinere a cuvei rezervorului.

Înălţimea totală la vîrful luminatorului este de 60,60 m.

Castelul s-a prevăzut a fi fundat la cota — 8,00 printr-un radier de formă circulară de 19,00 m diametru.

Condiţiile de fundare au fost precizate de I.S.P. în studiul geotehnic, avînd următoarea stratificaţie: pămînt vegetal, argilă calcaroasă contractilă cu o grosime de 7,50—8,00 m, pietrişuri cu nisipuri 4,50 — 5,20 m, argilă prăfoasă cu concreţiuni calcaroase. Apa a fost întîlnită la adîncimi de 11,50—12,30 m, iar pînza de apă freatică la 20,00 m. S-a prevăzut fundarea castelului în stratul de pietriş.

III. PREVEDERILE PROIECTULUI

S-a prevăzut executarea turnului castelului în cofraj glisant, pînă sub fundul cuvei rezervorului, şi a cuvei rezervorului pe un cintru metalic de susţinere a cofrajului asamblat în prealabil la sol şi ridicat la cota +50,00 cu ajutorul unor verine ridicătoare.

Cintrul metalic compus din 33 bucăţi grinzi metalice expandate de la I 32 la I 48 trebuia să se asambleze la sol pe un eşafodaj metalic din schelă de inventar, la tiparul fundului rezervorului.

Rezemarea grinzilor se făcea pe un inel din ţeavă de oţel Ø 168 cu carnea de 14 mm grosime.

Pentru rigidizarea sistemului urma să se monteze la talpa inferioară a grinzilor patru inele din cabluri tip 22-K 37—120, care trebuiau printr-un efort iniţial de întindere să dea o contrasăgeată cintrului.

La extremitatea grinzilor, acestea trebuiau prinse într-un inel din 2 U 22 pentru rigidizarea întregului sistem.

Peste acest cintru urma să se bată astereala cofrajului. Cintrul cu cofrajul astfel asamblat urma a fi ridicat pînă la poziţie cu ajutorul a 33 de tiranţi Ø 25 din OL 52 şi 33 de verine căţărătoare.

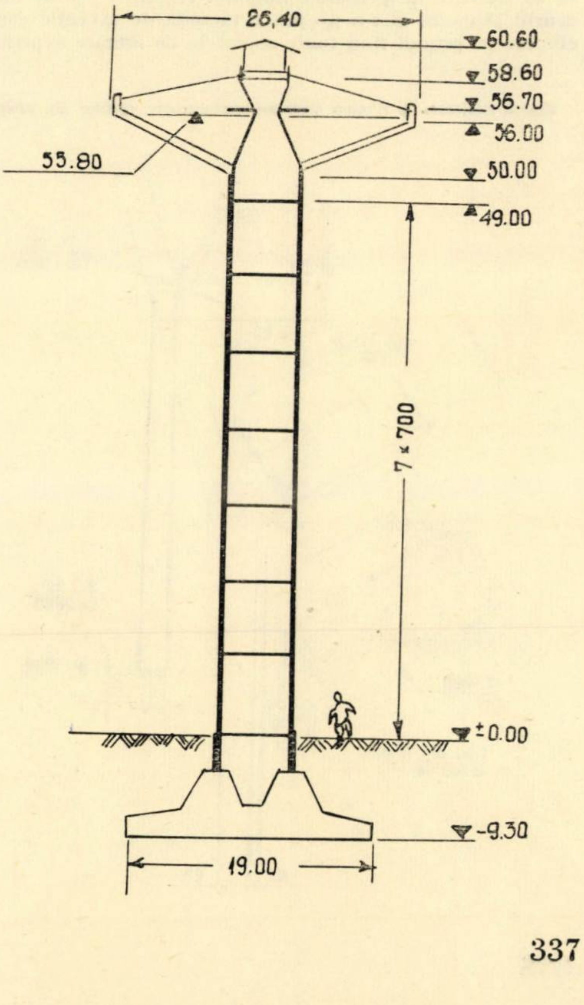
Pe planşeul de la cota + 49 urma să se facă un eşafodaj din profile U 22 ancorate de placă şi ieşite în consolă la cota +52 pînă la exteriorul turnului, pe care să se monteze cele 33 verine căţărătoare, cît şi tiranţii ajutători pentru blocarea şi susţinerea cintrului la poziţia finală, după demontarea verinelor.

Cintrul astfel ridicat la poziţia de turnare a betonului urma să fie ancorat, cu tiranţi de susţinere de la extremităţile cintrului, de un turn din ţevi de oţel de 10 m înălţime.

După turnarea betonului în cuva rezervorului, cu ajutorul a 33 verine coborîtoare, cintrul se coboară la 1,80 m pentru finisarea extradosului cuvei, urmînd ca după aceea să se coboare complet.

După aceea, urma să se demonteze construcţiile metalice de la cota + 49,00 şi să se execute trunchiul de con interior şi placa de acoperire.

Fig. 1. Secţiune prin castel



IV. DIFICULTĂȚI DE EXECUȚIE

Metoda preconizată de proiectant a fost combătută de către executanți, pe următoarele considerente, care au condus în final la nerealizarea soluției :

— executarea unui eșafodaj, la sol, din țeavă de oțel de circa 2 400 m², care urma să rămînă blocat tot timpul execuției pînă la demontarea cintrului ;

— lipsa unor verine coborîtoare omologate, care să permită coborîrea și demontarea cintrului, fără de care nu se puteau continua lucrările ;

— aprovizionarea cu țeavă de oțel Ø 168 de 14 mm grosime din import și prelucrarea ei ;

— dificultatea executării pe șantier a tiranților de ridicare a cintrului și în special încercarea lor la sol înainte de montare ;

— ancorarea unui eșafodaj din țeavă de 10 m înălțime, la cota 60 m ;

— condiționarea executării trunchiului de con interior de terminarea cuvei și demontarea cintrului ;

— pericolul blocării cintrului în timpul liftării prin descentrarea lui, la sarcinile mari date de vînt ;

— ancorarea cintrului la cota +52,00 prin 66 tiranți pendulari nu prezintă siguranță la sarcinile date de rafalele de vînt ;

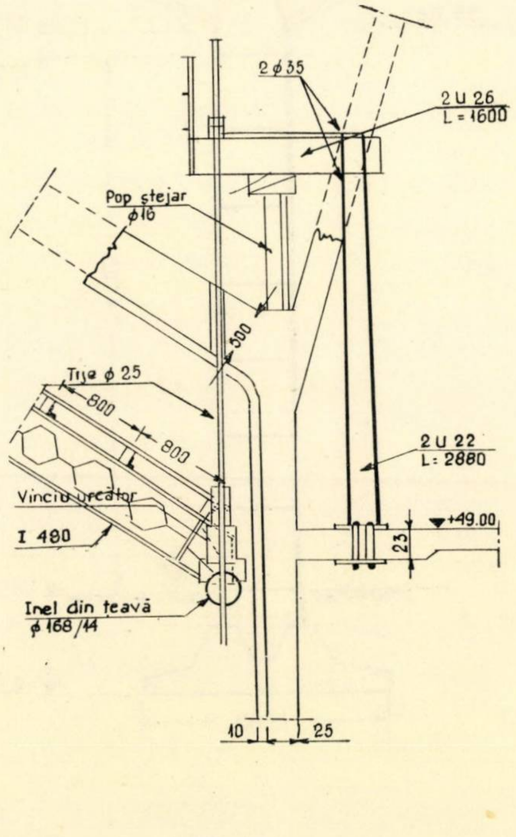
— incertitudinea dezlipirii cofrajului în timpul operațiilor de coborîre, datorită fenomenului de vacuum, cu toate măsurile de tratare ce s-ar fi luat pentru a nu permite lipirea cofrajului de beton ;

— caracterul de lucrare experimentală fără rezultate certe, care în condițiile lucrărilor de la Slatina ar fi fost foarte riscantă pentru procesul de producție.

V. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE REALIZATĂ ȘI ELEMENTELE DE CALCUL

Ținînd seamă și de ritmul în care trebuia să fie pus în funcțiune, cît și de faptul că majoritatea lucrărilor urmau să se execute în perioada timpului friguros, s-a studiat în cadrul grupului și s-a propus o metodă de execuție care să elimine în primul rînd toate aspectele de lucrare experimentală, constînd în principal din executarea cintrului la circa 1,80 m sub extradosul cuvei rezervorului, de unde să se execute un cofraj obișnuit conform următoarelor operații principale și care să servească și la toate operațiile de finisaj :

Fig. 2. Ridicarea și fixarea cintrului conform prevederilor din proiect



— montarea grinzilor expandate de la I 32 la I 48 la cota + 48,20, cu ajutorul unei macarale Colles existentă pe șantier, cu brațul de 70 m și asamblarea construcției metalice și a podinei de susținere a cofrajului ;

— rezemarea grinzilor pe un inel din 2 U 30, realizîndu-se o secțiune chesonată, susținut de 16 console metalice scoase prin cele opt nervuri ale castelului la cota + 47,27 m și ancorate de planșeul de la cota + 49,00 ;

— executarea trunchiului de con interior pentru ancorarea unor tiranți din mijlocul grinzilor expandate și executarea pe acesta a unui eșafodaj metalic ușor pentru ancorarea tiranților de la extremitatea grinzilor expandate, eșafodaj care să formeze și scheletul de rezistență pentru susținerea acoperișului și a luminatorului.

Elementele care au stat la baza calculelor au fost următoarele :

— suprafața desfășurată a pîlniei, 540 m² ;

— grosimea medie a plăcii, 40 cm ;

— sarcina betonului per m de grindă expandată, 1 700 kg/m ;

— sarcina utilă, 100 kg/m (oameni + utilaj) ;

— greutatea proprie, 72 kg/m ;

— greutatea cofrajului, 160 kg/m ;

— sarcina totală per metru de grindă, 2 032 kg.

Acestea au condus la următoarele eforturi pe inelul de rezemare :

$$V_A = 21\,030 \text{ kg}$$

$$H_A = 14\,000 \text{ kg.}$$

Grinda inelară a fost calculată la încovoiere pentru o reacțiune la reazeme de 31 500 kg și un moment de 15 000 kgm.

A rezultat o secțiune chesonată formată din 2 U 30 și două plăci continue la partea inferioară și superioară de 290×15 m/m.

S-a făcut verificarea și la torsiune și forță tăietoare.

Consolele au fost dimensionate la încovoiere la o sarcină de 45 350 kg, o reacțiune la reazem de 77 000 kg și un moment încovoietor de 18 850 kgm ; a rezultat un element compus din 2 I 30.

S-a făcut și verificarea la forța tăietoare.

De asemenea s-a făcut verificarea și la strivirea betonului la rezemarea consolei, rezultînd 88 kg/cm². Celelalte elemente au fost lăsate la dimensiunile din proiectul de execuție inițial.

Ancorarea grinzilor expandate de trunchiul de con interior s-a făcut cu 66 tiranți Ø 25, cîte doi de fiecare grindă, prevăzuți cu manșoane de tensiune, care legau grinda de la mijlocul ei, și 33 tiranți marginali identici cu ceilalți, care legau extremitatea grinzilor expandate de eșafodajul metalic așezat peste trunchiul de con interior și format din 6 I 22.

Această soluție prezenta următoarele avantaje economice, față de soluția inițială :

— eliminarea eșafodajului pentru montarea la sol a cintrului, cît și a eșafodajului de ancorare a verinelor de la cota + 52,00 m ;

— micșorarea eșafodajului metalic de ancorare a cintrului ;

— executarea trunchiului de con interior înaintea executării bazinului, obținîndu-se o scurtare a termenului de execuție și un singur rost de lucru ;

— eliminarea verinelor coborîtoare neomologate și neexperimentate pînă în prezent ;

— crearea condițiilor de executare a finisajului exterior al bazinului nemaifiind legată de posibilitatea nedesprinderii cintrului de beton ;

— lucrarea urmînd a fi executată și în perioada de iarnă se puteau lua cu ușurință măsurile de închidere și de încălzire a incintei de lucru ;

— siguranța executării lucrării din punct de vedere al protecției muncii.

VI. MODUL DE EXECUȚIE A CASTELULUI ȘI A CUVEI REZERVORULUI

Săpătura s-a executat mecanizat pînă aproape de cota de fundare, iar corectura s-a făcut manual. Datorită unei alte stratificații decît cea prevăzută în studiu, stratul de pietriș neîntîlnindu-se la cota — 8,00 m, a fost necesară adîncirea fundaţiei pînă la cota — 9,30, în aşa fel încît să fie încastrată în stratul de pietriş cel puţin 50 cm. Forma radierului a rămas aceeaşi, mărindu-se cu 1,30 m partea de turn turnată monolit de 70 cm grosime.

După turnarea plăcii monolite a turnului şi a plăcii de la cota ± 0,00 s-a montat un cofraj glisant, cu nouă verine ridicătoare, revenind pe fiecare verină o sarcină totală de 1,8 t.

Pe baza analizelor preliminare, avînd în vedere că la ieşirea din cofraj betonul trebuia să aibă o rezistenţă minimă de 10 kg/cm², iar la 24 ore circa 30—40 kg/cm², s-a stabilit ca ritm de glisare circa 3,5 m în 24 ore, în aşa fel încît glisarea să se termine în două săptămîni.

Pe măsura glisării s-au executat planşeele intermediare şi s-au montat scările de acces.

În timpul turnării betonului în turn au fost lăsate la cota + 47,27 m 16 goluri de 30 × 35 cm pentru trecerea consolelor.

Betonul de sub goluri a fost întărit printr-o plasă de fierbeton suplimentară, pentru a forma un cuzinet, iar golul a fost protejat la partea inferioară şi superioară cu cîte o placă metalică înglobată în beton de 10 mm pentru repartizarea uniformă a sarcinilor date de consolă pe beton.

Pe planşeul de la cota + 49,00 m s-a fixat la partea inferioară cîte o placă de 10 mm, în dreptul ancorării fiecărei console.

La cota + 49,30 m a turnului au fost lăsate patru goluri de 10 × 15 cm, pe unde să se scoată console cu scripeţi care să servească la demontarea cintrului.

După ce s-a turnat turnul castelului, a început executarea trunchiului de con interior, în care s-au fixat presetupele pentru trecerea conductelor de aducţiune şi refulare a apei şi, sub pasarela de la cota + 56,70, s-au introdus 33 de cîrlige din oţel-beton Ø 25 sudate de armătura trunchiului de con şi ancorate de acesta, dispuse la echidistanţe pe circumferinţă pentru legarea celor 66 tiranţi din mijlocul grinzilor.

La partea superioară a betonului pasarelei au fost înglobate în beton şase plăci pentru prinderea turnului metalic superior.

Paralel cu aceste operaţii, la sol, a început pregătirea elementelor metalice.

Elementele metalice au fost confecţionate la Uzinele Bocşa. Pentru întinderea tiranţilor s-au procurat întinzători de tip petrol, folosite la ancorarea sondelor, iar tiranţii şi cîrligele de prindere a tiranţilor au fost confecţionaţi pe şantier din oţel-beton OL 38 Ø 25.

Grinda inelară din jurul turnului a fost montată complet şi sudată, apoi tăiată în două jumătăţi.

Grinzile metalice expandate au fost asamblate la sol două cîte două, sub forma unor petale trapezoidale, cu segmentul de inel exterior între ele şi peste care s-a fixat la sol podina de lucru din grinzi de 12 × 15 cm fixate de grinda expandată prin umeri din cornier 50 × 50 × 5 la 800 mm distanţă, peste care s-au prins dulapi de 5 cm grosime, urmînd ca sub această formă să fie ridicate şi montate.

Pe grinzi s-au prins părţile din tiranţi aferente grinzilor.

Eşafodajul metalic superior a fost asamblat la sol cu elementele de prindere a tiranţilor exteriori grinzilor.

După turnarea trunchiului de con interior, s-a deplasat macaraua Colles existentă pe şantier, căreia i s-a montat braţul de 70 m lungime.

S-a ridicat cu macaraua eşafodajul metalic şi s-a montat la cota + 56,70, fixîndu-se prin sudură de plăcile metalice lăsate în beton.

Prin interiorul turnului s-au ridicat consolele pe planşeul intermediar de la cota + 42,00, introducîndu-se prin golurile lăsate în turn şi fixîndu-se prin popii metalici din 2 U 22 de planşeul de la cota + 49,00, prinderile făcîndu-se prin sudură.

Consolele au fost fixate în goluri cu pene de stejar bătute între U 30 şi betonul turnului.

După fixarea tuturor consolelor, s-au ridicat cu ajutorul macaralei cele două tronsoane din grinda inelară de rezemare, s-au aşezat pe console, prinzîndu-se prin hafturi, apoi după asamblare au fost fixate de console prin suduri. Grinda inelară a fost astfel dimensionată încît îmbinările elementelor să se facă în dreptul consolelor.

S-a făcut trasarea pe această grindă a poziţiei grinzilor expandate.

Apoi a început montarea grinzilor expandate sub formă de petale, după cum s-a arătat mai sus. S-a ridicat prima petală, s-a aşezat cu macaraua pe grinda inelară în poziţia fixată, apoi a coborît un montor pe petală, fiind legat cu centura de siguranţă de elementele fixe, a prins tiranţii de la mijlocul grinzii şi i-a fixat în întinzători şi cu ajutorul acestora s-a adus petala în poziţia necesară, după care cele două grinzi expandate au fost fixate de grinda inelară prin sudură.

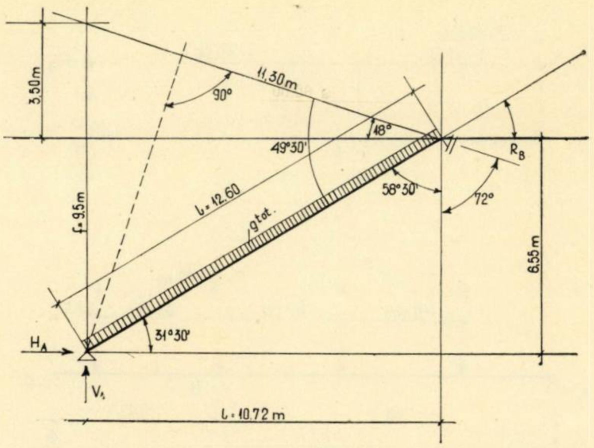


Fig. 3. Schema statică

Apoi s-a montat identic a doua petală, fixîndu-se la extremitatea exterioară cu segmentul de inelul exterior, arătat mai sus, din 2 U 22.

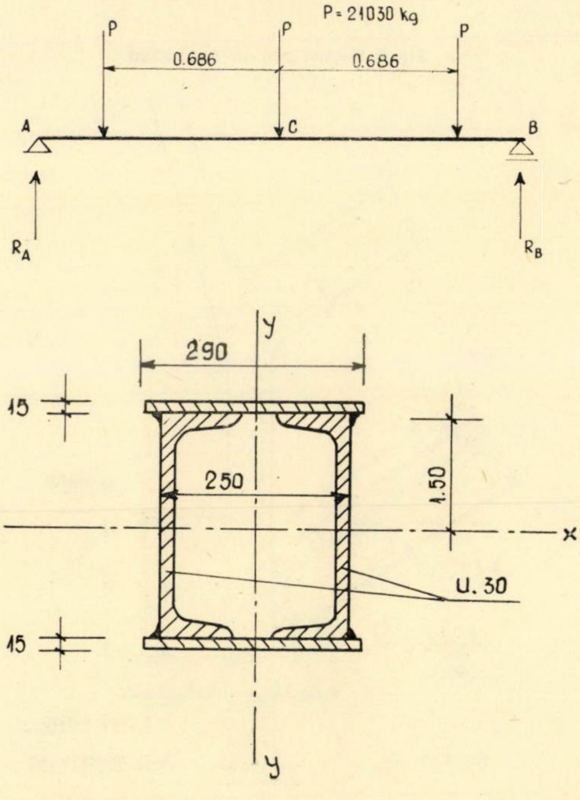
S-a completat podina între cele două petale, grinzile 12 × 15 cm rezemîndu-se pe cele fixate pe grinzile expandate, operaţia executîndu-se uşor de pe podinele petalelor.

Spre a nu se încărca neuniform turnul, montarea petalelor s-a făcut alternativ pe cîte o semicircumferinţă.

Închiderea cintrului s-a făcut prin montarea unei singure grinzi expandate (a 33-a) cu care s-au corectat şi toate erorile provenite atît din confecţionarea pieselor metalice, cît şi din operaţiile de montaj.

După asamblarea completă a cintrului s-au prins şi tiranţii exteriori şi prin intermediul întinzătorilor s-a adus cintrul

Fig. 4. Schema de încărcare a unui tronson din inelul de rezemare şi secţiune prin inel



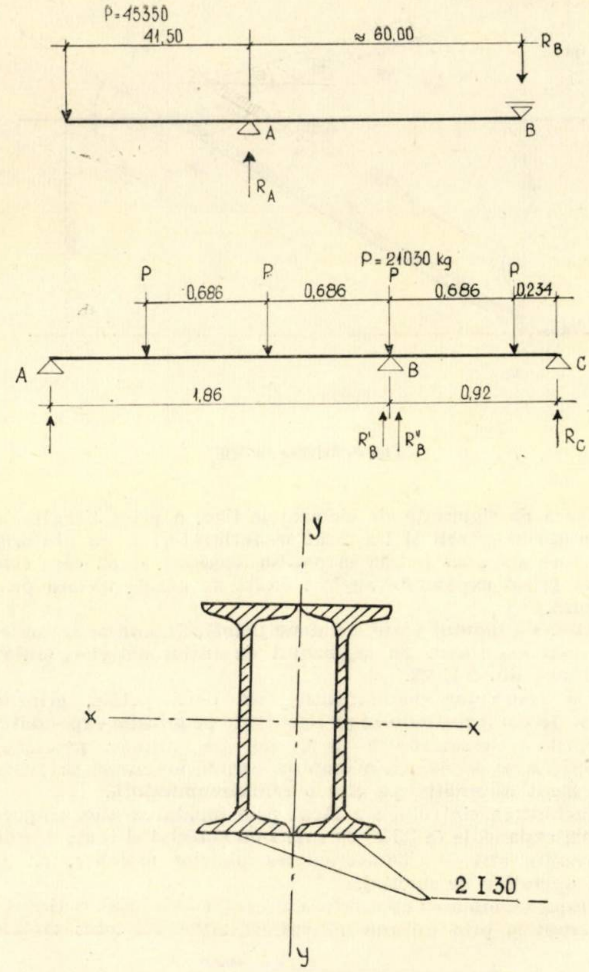
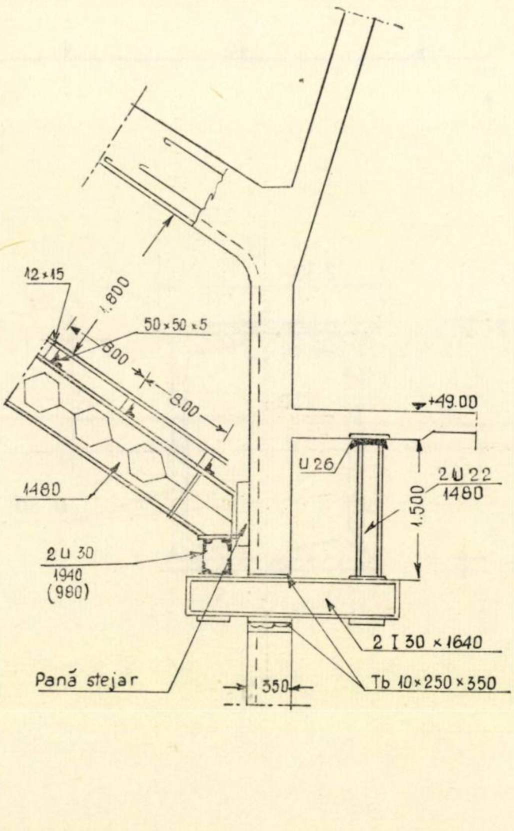

P=45350
41,50
≈ 60,00
R_B
A
B
R_A
P=21030 kg
P
P
P
P
0,686
0,686
0,686
0,234
A
B
C
1,86
0,92
R'_B
R''_B
R_C
y
x
x
2 I 30
y

Fig. 5. Schema de încărcare a consolei şi secţiune prin consolă

Fig. 6. Secţiune prin sistemul realizat


12×15
1.800
50×50×5
600
8.00
1480
+49.00
U 26
2 U 22
1480
1.500
2 U 30
1940
(980)
2 I 30 × 1640
Pană stejar
350
Tb 10×250×350

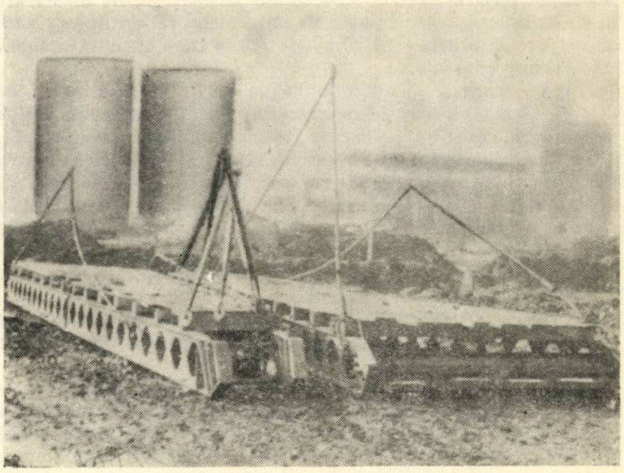


Fig. 7. Asamblarea grinzilor expandate

aproape la poziţia din proiect, împănîndu-se de turnul din beton cu pene din stejar.

Apoi s-a făcut trasarea corectă a bazinului şi s-a executat un cofraj obişnuit, care nu putea să dea erori de execuţie în afară de cele admisibile la lucrări similare executate la sol, susţinerea cofrajului făcîndu-se cu popi de 1,80 m.

Demontarea cintrului s-a făcut după cum urmează :

La trecerea prin beton, tiranţii au fost protejaţi în manşoane din ţeavă de oţel ca să poată fi scoşi cu uşurinţă.

La partea exterioară a cuvei bazinului cu grinda de centură exterioară a fost prinsă în dreptul fiecărei grinzi expandate cîte o agrafă din oţel-beton de Ø 20.

După turnarea betonului în cuva bazinului şi întărirea lui s-au suspendat grinzile expandate cu ajutorul unor tiranţi de 1,80 m, din oţel-beton Ø 20, prevăzuţi cu manşoane de întindere confecţionate pe şantier, cu ajutorul agrafelor din grinda de centură.

Astfel s-au putut demonta atît tiranţii ce legau mijlocul grinzii, cît şi cei de la extremitatea exterioară, dînd posibili-

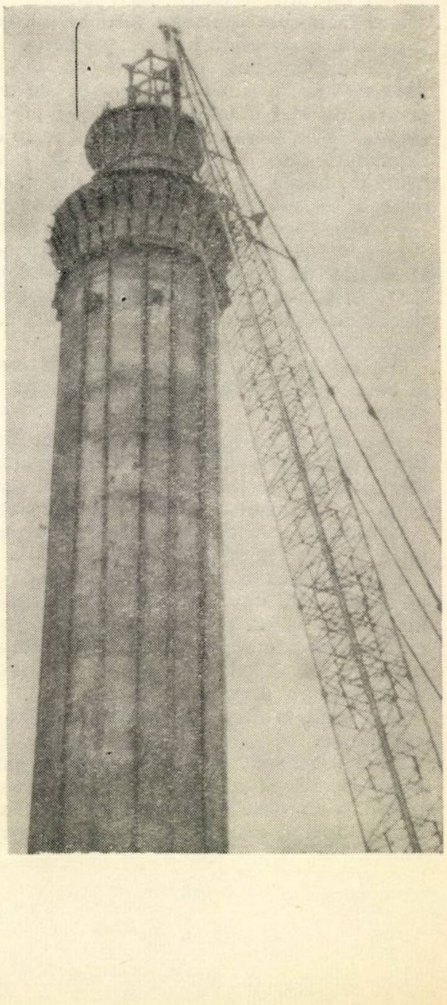


Fig. 8. Montarea turnului din 6 I 22

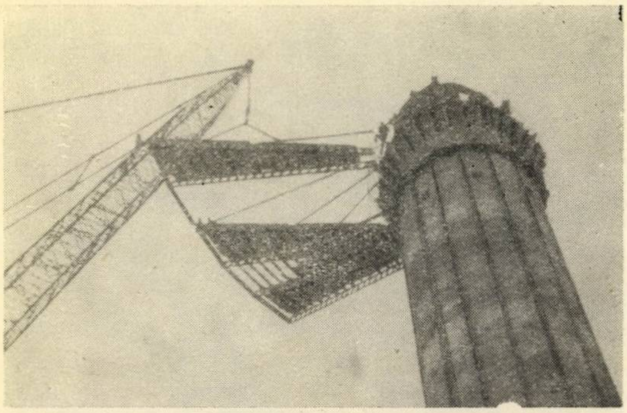


Fig. 9. Montarea petalelor

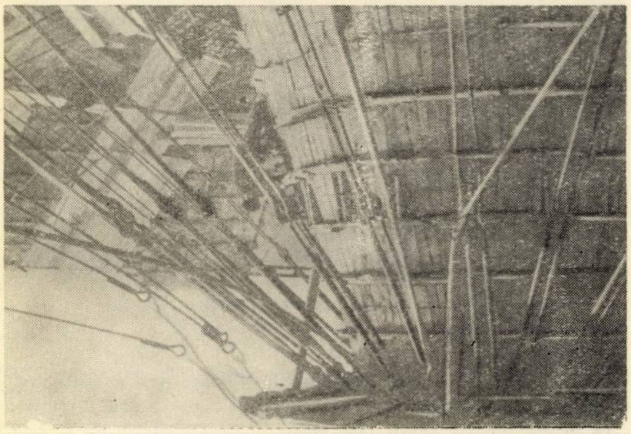


Fig. 10. Legarea tiranţilor din mijlocul grinzilor

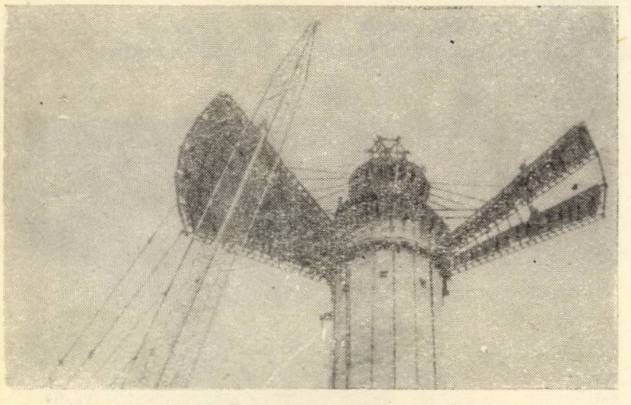
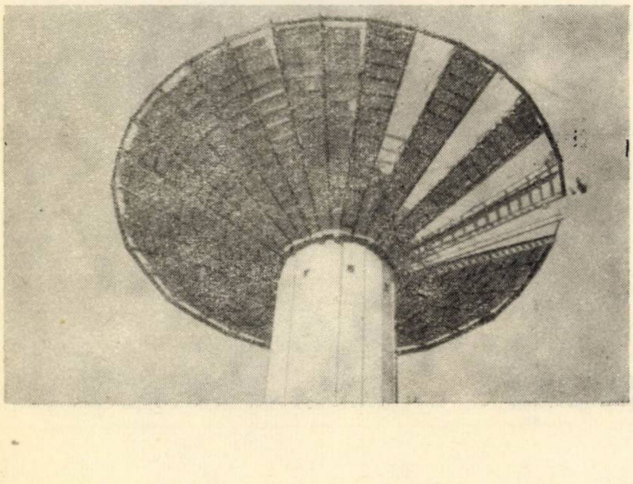


Fig. 11. Încărcarea uniformă a inelului

Fig. 12. Închiderea cintrului



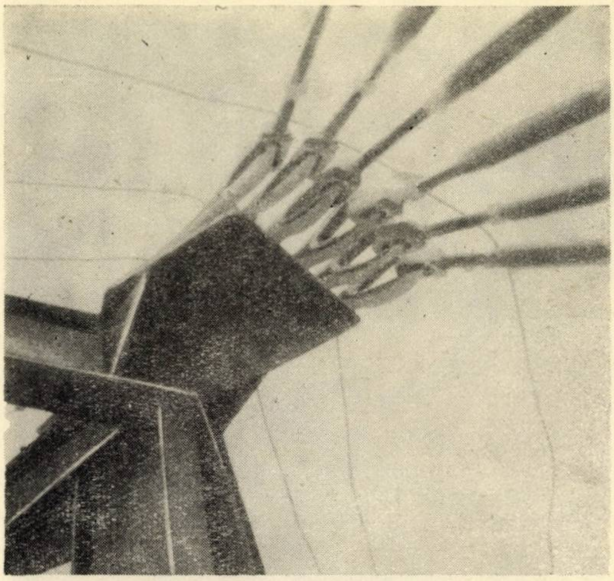


Fig. 13. Legătura tiranţilor de turnul metalic

tatea executării celorlalte lucrări : izolarea hidrofugă a cuvei, executarea şapei de protecţie şi a tencuielii hidrofuge, executarea acoperişului bazinului şi a castelului, independent de demontarea cintrului.

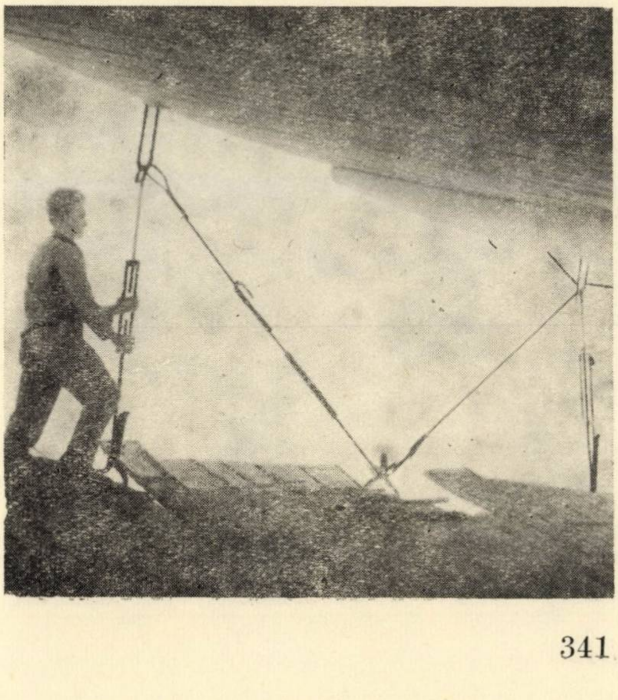
După finisarea completă a extradosului, prin cele patru găuri de 10 × 15 lăsate în beton s-au introdus patru console din I 14 fixate în goluri prin pene de stejar şi la partea interioară cu piese metalice, fiecare consolă fiind prevăzută cu cîte un scripete.

Deasupra consolelor s-a legat în jurul turnului un cablu de oţel de 18 mm de care să se agaţe cîte un scripete în dreptul fiecărei grinzi expandate la extremitatea interioară şi pentru legarea centurilor de siguranţă ale oamenilor. La cea exterioară, scripeţii pentru coborîrea grinzilor urmau să fie agăţaţi de agrafele tiranţilor.

S-au fixat opt trolii manuale care să deservească cîte un sfert din cintru, cîte două trolii pentru fiecare grindă. Pentru desfacerea tirantului şi tăierea agrafei s-au confecţionat două nacele, prinse de montanţii balustradei de la partea superioară a castelului, cu care să se facă şi coborîrea pe cintru.

Aceste pregătiri fiind făcute s-a început demontarea podinei, în aşa fel încît să rămînă nedemontate patru petale

Fig. 14. Suspendarea cintrului cu tiranţi de cuva rezervorului



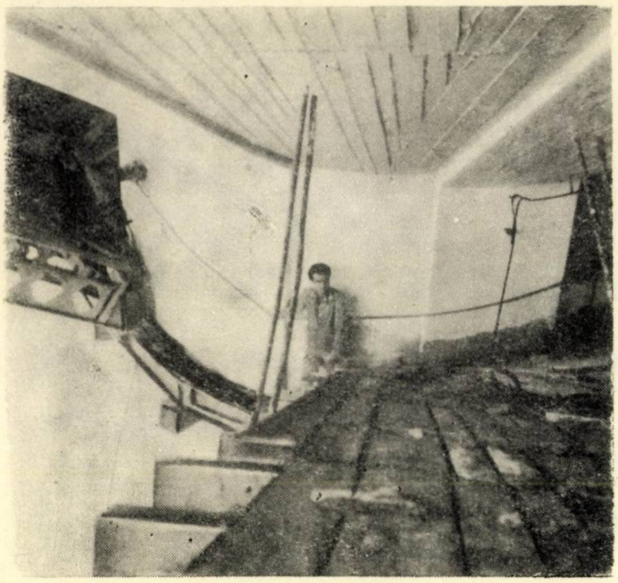


Fig. 15. Demontarea cintrului

din dreptul consolelor scurte, pe care să se facă circulaţia oamenilor.

Podina a fost demontată prin retragere, în aşa fel încît muncitorii să fie asiguraţi în permanenţă pe măsura coborîrii grinzilor expandate.

S-a prins o grindă expandată la cele două capete cu cablurile troliilor, apoi s-au tăiat sudurile de fixare şi s-a coborît grinda.

S-au demontat astfel 25 de grinzi. Apoi s-au demontat trei petale cu podină cu tot.

Înainte de demontarea ultimei petale, un montor a tăiat sudurile de fixare a grinzii inelare de console şi a legat grinda de cablurile a două trolii pe diagonala rămasă liberă.

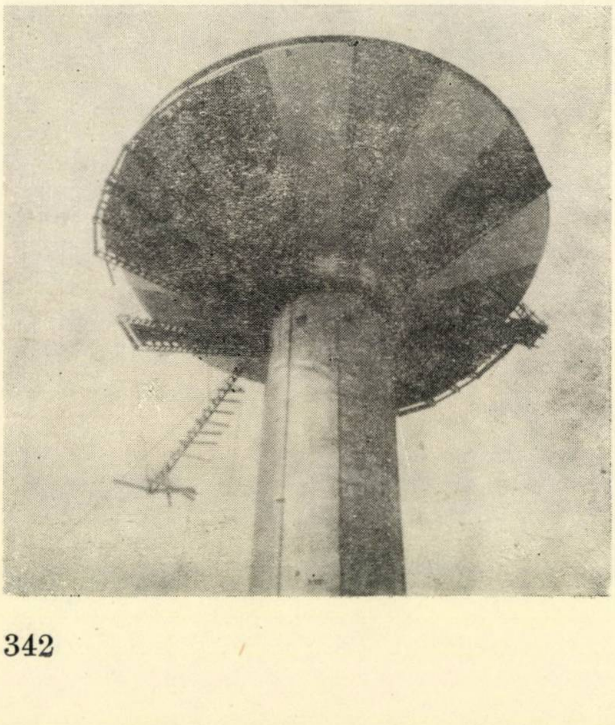
După aceste operaţii s-a coborît şi ultima petală.

Apoi prin interiorul turnului s-au demontat consolele care fixau grinda inelară şi s-a coborît şi grinda inelară.

Cu ajutorul celor patru scripeţi de pe consolele scurte s-a executat şi finisarea turnului castelului, cu o nacelă confecţionată ad hoc, inelară turnului, manipulată cu patru trolii.

După terminarea finisajului exterior, cele patru console scurte au fost aruncate spre exterior, rămînînd patru mici goluri.

Fig. 16. Demontarea cintrului



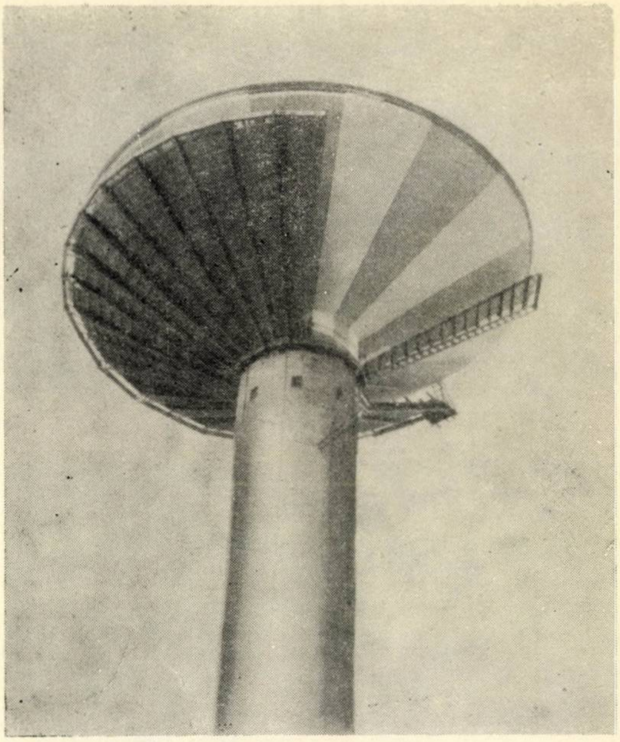


Fig. 17. Demontarea cintrului

Prin cele 16 goluri ale consolelor de susţinere a cintrului, au fost scoase cutii confecţionate din tablă, ornamentale.

În perioada de lucru pe timp friguros, incinta a fost închisă lateral cu panouri din stufit între cintru şi cofraj, iar deasupra cu panouri din polietilenă, aşezate pe tiranţii exteriori.

În spaţiul dintre cofraj şi cintru s-a introdus abur viu care a permis executarea lucrărilor în condiţii optime.

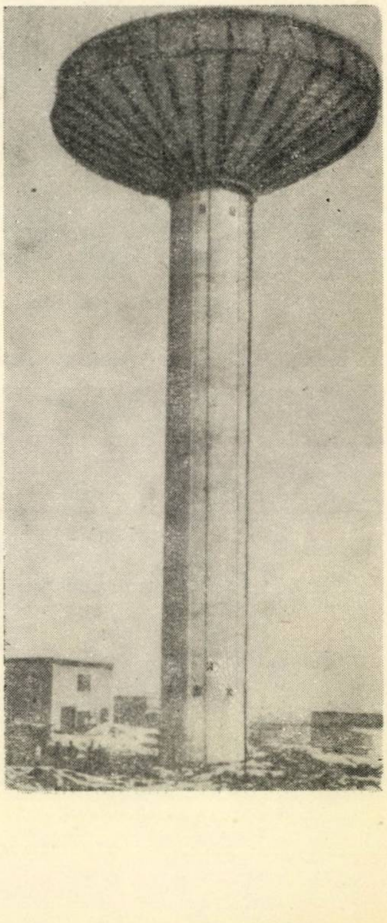


Fig. 18. Închiderea pe timpul iernii

Montarea cintrului a durat, de la ridicarea grinzii inelare pînă la ultima grindă expandată, 20 de zile calendaristice, lucrîndu-se în luna noiembrie pe timp nefavorabil.

Demontarea cu mijloace manuale s-a executat în 23 de zile calendaristice.

VII. CANTITĂŢI PUSE ÎN OPERĂ

Volumele de lucrări destul de importante, care au intrat la acest obiectiv, pot da o imagine a calificativului care i s-a dat între lucrările de la Slatina, ca fiind cu cel mai mare grad de tehnicitate :

— săpături	11 000 m³
— beton în radier de fundaţii	870 m³
— beton în turn	420 m³
— beton în cuva rezervorului	320 m³
— beton în placă de acoperire	110 m³
— armături	90 t
— construcţii metalice	56 t.

Betonul în fundaţii a fost de marcă B 200.

În turnul castelului s-a turnat beton de marcă B 250, cu un factor apă-ciment 0,45 ; cimentul folosit a fost RIM 200.

În cuva rezervorului s-a turnat un beton de marcă B 250 cu ciment PZ 400.

VIII. CONCLUZII

Execuţia lucrării a necesitat trei etape distincte, caracterizate prin tehnologii de execuţie diferite.

Infrastructura s-a caracterizat printr-un mare volum de lucrări de pămînt şi cantităţi considerabile de betoane în fundaţii.

Turnul castelului s-a realizat exclusiv prin glisare, ritmul de execuţie fiind impus de întărirea minimă a betonului, iar cuva rezervorului şi acoperişul au impus executarea unor lucrări speciale de montaje metalice şi turnări de elemente destul de subţiri din beton.

Durata totală de execuţie a castelului, pînă la punerea lui în funcţiune, a fost de 480 de zile calendaristice, sau 405 zile de lucru efective, din care 180 de zile calendaristice în perioada de timp friguros.

Toate lucrările au fost executate în bune condiţii tehnice, permiţînd realizarea castelului în termenul necesar asigurării alimentării cu apă a Uzinei de aluminiu din Slatina, de către grupul de şantiere Slatina ale Intreprinderii şantier construcţii-montaje Craiova.

Tehnica actuală a fundaţiilor de ciocane

Ing. W. Kargel
IPROMET

GENERALITĂŢI

Fundaţiile de ciocane se încadrează în grupul fundaţiilor de maşini ce provoacă şocuri. Ciocanele reprezintă, de fapt, prototipul acestor maşini.

În principiu, un ciocan de forjă este alcătuit din următoarele părţi principale : corpul ciocanului, berbecul şi şabota. Acestor părţi li se poate alătura, eventual, un motor electric.

Corpul ciocanului poate fi alcătuit dintr-o singură coloană sau din două coloane legate la partea superioară, formînd un portal. Corpul ciocanului este fixat pe blocul de beton al fundaţiei prin şuruburi de ancoraj.

La partea superioară, corpul ciocanului este prevăzut cu dispozitive şi mecanisme care permit culisarea, ridicarea şi căderea berbecului. La partea inferioară, în linia de bătaie a berbecului, se instalează şabota, butuc greu de fontă sau oţel pe care se prelucrează piesele de forjat.

De regulă, şabota reazemă liberă pe blocul de fundaţie, în care se prevede un lăcaş special căptuşit cu materiale de izolare elastică : lemn de stejar, pîslă specială, plăci izolatoare de cauciuc.

Tradiţional, instalarea ciocanelor de forjă se făcea montîndu-se corpul ciocanului pe un bloc de fundaţie din beton simplu sau zidărie aşezat direct pe teren. Şabota se aşeza pe un strat gros de lemn de stejar ce reazemă fie direct pe stîncă, în cazul în care stînca reprezenta terenul de fundaţie, fie pe un bloc de beton sau zidărie complet separat de fundaţia corpului ciocanului.

Stratul de lemn de sub şabotă avea grosimi de 1—3 m. Acest sistem primitiv, care a supravieţuit multe decenii, fiind simplu şi ieftin, avea dezavantajul că şocurile produse de loviturile berbecului erau transmise la distanţe mai mici sau mai mari în funcţie de greutatea berbecului şi de natura terenului de fundaţie. Pentru uzină, în lipsa unor obiective sensibile în vecinătatea forjei (laboratoare cu instrumente de precizie, birouri etc.), acest lucru nu reprezenta un inconvenient prea mare, iar construcţiile-hale nu erau de regulă periclitate prin aceste şocuri.

Experienţa dovedeşte că aceste construcţii au rezistat în tot cursul acestor decenii în condiţii bune la acţiunea şocurilor provenind din forjă. Mai afectate au fost cartierele de locuit şi în special locuinţele muncitoreşti din preajma uzinei care însă, nebeneficiind de apărarea legii, erau tratate cu nepăsare de proprietarii uzinelor.

În perioada dintre cele două războaie mondiale s-a trecut la studiul fundaţiilor de maşini pe bază ştiinţifică. În condiţiile dezvoltării continue a industriei, inginerii constructori aveau de răspuns la întrebarea : care este cea mai bună metodă de fundare a unei maşini, astfel încît exploatarea să fie optimă, randamentul maşinii şi al muncitorilor maxim, obiectivele vecine să nu fie deranjate prin vibraţii, şocuri şi zgomot.

Ca rezultat al cercetărilor întreprinse au apărut o serie de articole în revistele de specialitate, iar în 1936 a apărut în Germania cartea lui Rausch „Fundaţii de maşini", în care era analizată problema teoretică şi practică a fundaţiilor de maşini şi se fixau principiile fundării ciocanelor. Paralel, în Uniunea Sovietică, s-au cercetat aceleaşi probleme, iar răspunsul s-a concretizat în cartea lui Barkan „Fundaţii de maşini", apărută în 1949.

Rausch şi Barkan au recomandat fundarea ciocanelor pe blocuri monolite de beton dimensionate după principii teoretice şi mai ales practice.

Astfel s-au stabilit principiile după care se alege o fundaţie directă pe teren sau o fundaţie izolată elastic, greutatea pe care trebuie s-o aibă blocul de fundaţie, fixarea corpului ciocanului pe bloc, aşezarea şabotei, alegerea armăturii blocului, dimensionarea izolării elastice. Studiile şi cercetările au continuat şi s-au condensat în normele DIN 4025 pentru fundaţii de ciocane şi în noua ediţie a cărţii lui Rausch apărută în 1959.

ALEGEREA FUNDAŢIEI : DIRECTĂ SAU ELASTICĂ

În baza principiului economicităţii, marea majoritate a fundaţiilor de ciocane se fundează direct pe terenul de fundaţie. Nu este raţional să se aleagă o fundaţie rezemată elastic fără o justificare tehnică precisă.

O astfel de soluţie — rezemare elastică — se alege atunci cînd condiţiile locale o cer : obiective sensibile la şocuri în vecinătate (cuptoare, maşini şi aparate sensibile, clădiri de locuit), teren slab de fundaţie, dînd tasări mari şi neuniforme, apă subterană care poate transmite la mari distanţe şocurile, influenţa şocurilor asupra muncitorilor.

DIMENSIONAREA BLOCULUI DE FUNDAŢIE

Greutatea necesară a blocului de fundaţie este dată de diferite formule empirice, în funcţie de energia de bătaie E sau de greutatea berbecului B (vezi cărţile de fundaţii de maşini, precum şi normele DIN 4025). Greutatea blocului de fundaţie, rezultată din aceste formule, este valabilă pentru fundaţii directe pe teren. În funcţie de amplitudinea admisibilă şi de amortizarea folosită această greutate poate varia. Cu cît amplitudinea admisibilă este mai mare şi cu cît amortizarea este mai puternică, cu atît greutatea blocului poate fi redusă, după cum reiese din cele expuse mai jos la capitolul „Izolarea elastică".

CONSIDERENTE CONSTRUCTIVE

Corpul ciocanului trebuie să alcătuiască împreună cu blocul de beton al fundaţiei un corp monolit. Mişcări independente ale ciocanului pe bloc nu sînt permise, ele ducînd la deteriorarea atît a ciocanului, cît şi a blocului de fundaţie. Pentru fixarea corpului ciocanului pe bloc se utilizează şuruburi de ancoraj. Acestea pot fi şuruburi obişnuite sau şuruburi cu cap ciocan, pentru montarea cărora se folosesc dispozitive înglobate în beton, formate din ţeavă de oţel pentru construcţii, la capătul căreia se fixează o cutie de tablă. Placa de bază a ciocanului nu se poate monta direct pe betonul crud, ci trebuie mai întîi calată şi apoi se execută o subturnare cu mortar de ciment. Această subturnare însă, de regulă, nu se poate executa în mod corespunzător şi nici nu se poate controla dacă nu prezintă vicii de execuţie. De aceea, în special la ciocanele mari, se preferă alegerea unei soluţii vechi, „clasice", care a dat bune rezultate : intercalarea unui strat de plumb, care înlocuieşte cu succes subturnarea. După calarea corpului ciocanului pe stratul de plumb, şuruburile de fundaţie trebuie bine strînse şi controlate la intervale regulate, mai ales în prima perioadă a funcţionării ciocanului.

Şabota trebuie aşezată pe un strat elastic pentru a nu distruge suprafaţa blocului de fundaţie, pentru a repartiza uniform şocurile pe suprafaţa de rezemare pe blocul de fundaţie şi pentru a evita eforturile suplimentare de încovoiere, tăiere şi stanţare în beton. Acest strat trebuie dimensionat astfel încît să nu se întreacă rezistenţa admisibilă atît a stratului elastic, cît şi a betonului. Ca strat elastic „clasic" se folosea lemnul de stejar, care însă are calităţi elastice slabe. Lemnul de stejar s-a înlocuit cu succes cu pîsla de ciocan, o pîslă specială rezistentă la factorii diverşi la care este supusă : şocuri, căldură, umezeală, ulei, agenţi biologici. Raportul între elasticitatea pîslei şi a lemnului de stejar este de 13 : 1, ceea ce înseamnă că pentru a obţine acelaşi rezultat, unui strat de 6 cm pîslă îi corespunde un strat de 78 cm de lemn de stejar.

În ultimul timp, pîsla de ciocan a fost şi ea înlocuită cu plăci de cauciuc dur, armate cu ţesătură de iută. Raportul între calităţile elastice ale plăcilor de cauciuc armate şi ale pîslei de ciocan este de 3 : 1, deci un strat de 6 cm pîslă poate fi înlocuit cu un strat de 2 cm de cauciuc armat.

Trebuie să se ia măsuri constructive pentru a proteja stratul de pîslă de sub şabotă împotriva apei şi pentru a împiedica pîsla să iasă lateral. Experienţa a arătat că pulberea fină de ţunder fierbinte poate pătrunde sub şabotă, deteriorînd pîsla şi formînd straturi neuniforme care duc la înclinarea nepermisă a şabotei. Pentru a evita acest lucru, spaţiul lateral liber între şabotă şi beton se umple cu cîrpe înmuiate în ulei, iar la suprafaţă se prevede un strat de protecţie din argilă bine bătută.

IZOLAREA ELASTICĂ SUB BLOCUL DE FUNDAŢIE

Arcurile izolează — amortizoarele stabilizează

Arcurile de oţel sînt cele mai bune izolatoare elastice pentru fundaţii de ciocane.

Substraturile de plută, cauciuc sau pîslă, practic, nu izolează împotriva şocurilor ciocanelor, fiind prea rigide.

În ceea ce priveşte tampoanele de cauciuc sînt valabile considerentele enunţate mai jos.

Gradul de eficacitate al izolaţiei este direct proporţional cu săgeata statică a arcuirii. Cu cît este mai mare săgeata, cu atît arcuirea este mai moale şi cu atît mai bună este izolarea elastică. Arcurile de oţel pot fi astfel dimensionate încît practic se poate obţine orice săgeată pentru orice încărcare, pe cînd dimensionarea tampoanelor de cauciuc este strîns limitată în ceea ce priveşte încărcarea şi săgeata. Tampoanele de cauciuc cu secţiuni mari, necesare pentru preluarea sarcinilor mari, fisurează cu uşurinţă şi ca urmare capătă deformaţii permanente. Costul unor tampoane de cauciuc echivalente ar întrece cu mult costul arcurilor de oţel.

Arcurile de oţel nu se deformează, sînt rezistente la temperatură şi la ulei. Coeficienţii lor de oscilaţie proprie în direcţie verticală şi orizontală se pot determina după legi clare şi dau o bază de calcul sigură. Domeniul tampoanelor de cauciuc la fundaţii este limitat la maşini mici cu turaţii mari.

Arcurile de oţel, practic, nu amortizează mişcările. Pentru a limita mişcările este necesară introducerea unor amortizoare, ca de exemplu amortizoarele Visco.

Diagrama din figura 1 arată amplitudinile unui motor rezemat pe arcuri de oţel, în cazul folosirii sau nefolosirii amortizoarelor Visco, în funcţie de turaţie. Amortizoarele Visco permit unei maşini, pe fundaţie elastică, amortizarea mişcărilor în toate cele şase grade de libertate, fără să se blocheze.

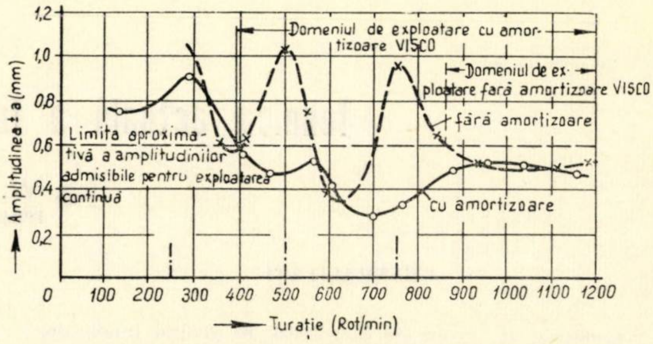


Fig. 1. Amplitudinile unui motor cu fundaţie arcuită, cu şi fără amortizoare Visco, în funcţie de turaţie în cazul unei variaţii mici a turaţiei

Efectul izolării elastice este ilustrat prin rezultatele încercărilor de mai jos, efectuate cu două ciocane de $B = 500$ kg (greutatea berbecului) şi $E = 1\,220$ kgm (energia de bătaie). Unul dintre ciocane s-a aşezat pe un strat de plută naturală de 6 cm, iar al doilea pe arcuri de oţel şi amortizoare Visco. Ciocanele erau de acelaşi tip, iar terenul de fundaţie identic.

1. Ciocan pneumatic de plută naturală de 6 cm grosime :

a) La regim de lucru maxim, fundaţia prezintă oscilaţii maxime cu o frecvenţă de 18 Hz şi amplitudine de 0,045 cm.

b) La o distanţă de 2 m de la fundaţie, pardoseala are aceeaşi frecvenţă şi o amplitudine de 0,007 cm.

c) În atelierul de strungărie învecinat forjei s-a măsurat o frecvenţă de 18 Hz cu o amplitudine de 0,0022 cm.

Au rezultat următoarele acceleraţii :

a) Pe terenul de fundaţie deasupra izolaţiei		583 cm/s^2
b) Pe pardoseală la o distanţă de 2 m de fundaţie		91 cm/s^2
c) În atelierul mecanic		29 cm/s^2.

2. Ciocan pneumatic pe arcuri de oţel şi amortizoare Visco.

Frecvenţa proprie a ciocanului pe arcuri este de 4 Hz.

Ciocanul produce în timpul forjării, la o frecvenţă normală de bătaie de 2 Hz, oscilaţiile din tabela 1.

Tabela 1

Locul unde s-a măsurat	Frecvenţa	Amplitudinea	Acceleraţia
Pe fundaţie	4 Hz	0,45 cm	288 cm/s^2
La 2 m de fundaţie	imperceptibilă şi neînregistrabilă		
În atelierul mecanic	neînregistrabilă		

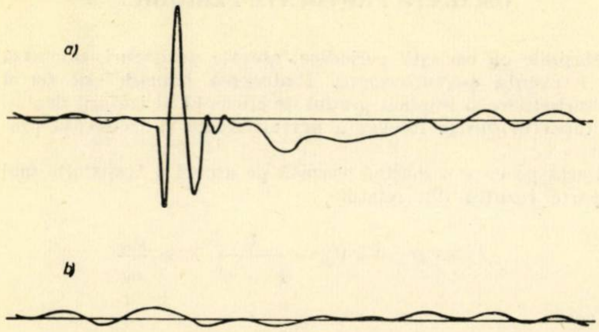


Fig. 2. Amplitudinile terenului în vecinătatea imediată a unui ciocan aşezat direct pe teren (curba a) şi a aceluiaşi ciocan aşezat pe arcuri (curba b)

De asemenea, din figura 2 rezultă amplitudinile terenului în vecinătatea imediată a unui ciocan aşezat direct pe teren (curba *a*) şi a aceluiaşi ciocan aşezat pe arcuri (curba *b*). Amortizoarele au rolul de a limita mişcările fundaţiei, de a amortiza rapid mişcările fundaţiei după şoc şi în acelaşi timp influenţează dimensionarea fundaţiei.

Amortizoarele pot înlocui o parte din masa fundaţiei, necesară pentru asigurarea stabilităţii, reducînd astfel costul fundaţiei.

Figura 3 arată amplasarea normală a arcurilor şi amortizoarelor sub fundaţie. Amplasarea laterală — fundaţie suspendată — duce la scumpirea soluţiei. Arcurile şi amortizoarele sînt vizitabile prin culoare laterale, dispuse între pereţii cuvei şi blocul de fundaţie. În acest fel se pot înlocui arcurile ce prezintă defecte aparente după un timp de funcţionare. Amortizoarele, practic, nu necesită întreţinere şi au o durată de viaţă nelimitată.

Soluţia unei fundaţii suspendate se poate lua în consideraţie în cazul apei subterane sau în cazul în care sînt de aşteptat tasări neuniforme ale terenului.

Costul unei fundaţii pe arcuri este funcţie de doi factori:

1) valoarea maximă admisibilă a forţei dinamice care se transmite terenului;

2) amplitudinea maximă admisibilă a mişcărilor pe care le face ciocanul sub influenţa loviturilor berbecului.

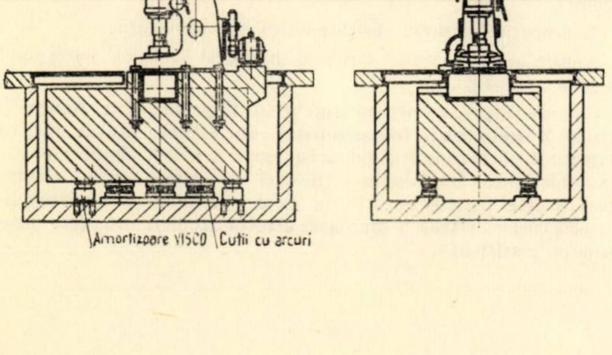
Cu cît valorile admisibile sînt mai ridicate, cu atît costul fundaţiei va fi mai redus.

Nomograma din figura 4 permite stabilirea forţei dinamice şi a amplitudinilor fundaţiei. Din nomogramă rezultă greutatea fundaţiei funcţie de energia de bătaie şi de amplitudine pentru fundaţii fără şi cu amortizoare.

De asemenea rezultă forţa dinamică pentru fundaţii neamortizate, în funcţie de energia de bătaie şi de frecvenţa fundaţiei. În nomogramă s-a introdus un exemplu de calcul pentru a ilustra mersul operaţiilor de dimensionare ale unei fundaţii pe arcuri şi amortizoare pentru un ciocan, avînd următoarele caracteristici:

greutatea berbecului	$B = 1{,}5$ t
energia de bătaie	$E = 4{,}2$ tm
înălţimea de cădere ideală	$\frac{E}{B} = h = 2{,}8$ m.

Fig. 3. Fundaţie de ciocan pe arcuri şi amortizoare



Arcuirea s-a ales pentru o frecvenţă proprie a fundaţiei de $n_0 = 4$ Hz. Pentru amortizare s-a ales un coeficient $D = 0{,}4$. Amplitudinea maximă admisibilă a fundaţiei s-a ales $a_0 = 3$ mm.

Pornind de la o înălţime de cădere ideală $h = 2{,}8$ m, obţinem pentru o frecvenţă $n_0 = 4$ Hz şi amplitudinea maximă $a = 3$ mm pe scala F_0 valoarea 158, care, multiplicată cu greutatea berbecului, indică greutatea necesară a fundaţiei neamortizate:

$$G_{F0} = 158 \times 1{,}5 = 237 \text{ t.}$$

Urmînd linia marcată cu liniuţă — punct pînă la linia amortizării $D = 0{,}4$, obţinem pe scala F_D valoarea 95, care, multiplicată cu greutatea berbecului, dă greutatea necesară a fundaţiei amortizate:

$$G_{F0} = 95 \times 1{,}5 = 142{,}5 \text{ t.}$$

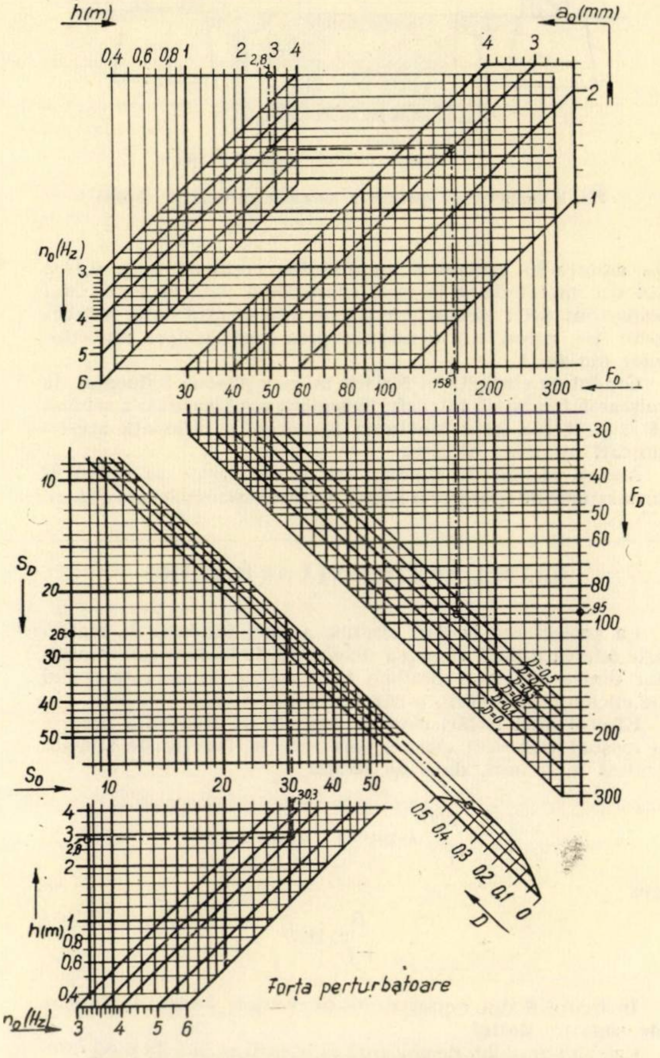


Fig. 4. Nomogramă pentru dimensionarea blocului de fundaţie

Din diagrama forţelor dinamice rezultă pentru o înălţime de cădere $h = 2{,}8$ şi o frecvenţă proprie $n_0 = 4$ Hz o forţă dinamică cu o valoare de 30,3 ori greutatea berbecului:

$$P_{S0} = 30{,}3 \times 1{,}5 = 45{,}5 \text{ t.}$$

Prelungind linia (liniuţă-punct) pînă la valoarea $D = 0{,}4$ se obţine un factor de multiplicare pentru forţa dinamică $S_D = 26$, forţa dinamică a fundaţiei amortizate fiind deci de

$$P_{SD} = 26 \times 1{,}5 = 39 \text{ t.}$$

Amplitudinea $a = 0$ nu se poate, bineînţeles, obţine.

Amplitudinea admisibilă este funcţie de mărimea ciocanului şi de felul lucrului. Valoarea ei nu este stabilită prin norme.

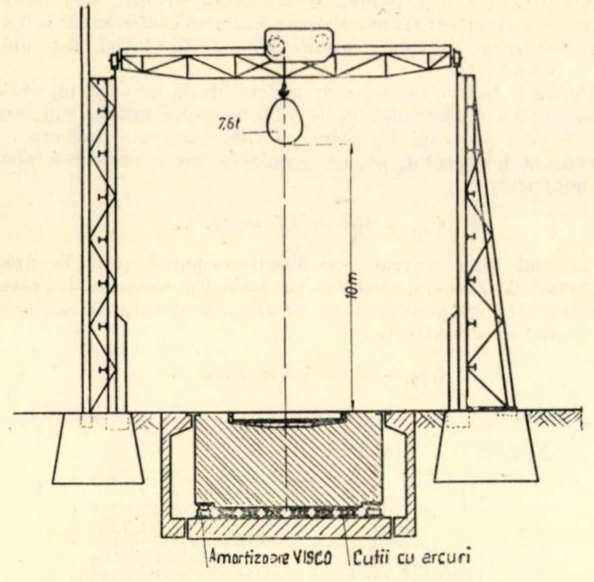


Fig. 5. Instalaţie de spargere a metalelor cu fundaţie elastică

Se admite în general o amplitudine cuprinsă între 0,1 şi 0,4 cm, mergîndu-se în mod excepţional pînă la 1 cm. Mai important decît efectul pur tehnic este efectul optic nefavorabil pe care-l are o mişcare prea mare asupra muncitorilor din forjă.

Gradul de eficienţă al forjării nu este practic influenţat de mişcarea fundaţiei, întrucît, în ipoteza unei greutăţi a şabotei $A = 20\,B$ (de 20 × greutatea berbecului), influenţa acestei mişcări nu trece de 2%.

Acelaşi sistem de fundare ca al ciocanelor se aplică şi instalaţiilor de spargere a fontei şi altora asemănătoare (fig. 5).

GRADUL DE EFICIENŢĂ AL IZOLĂRII

La proiectarea izolării elastice a unei fundaţii de maşini este adesea dificilă alegerea sistemului de izolare corespunzător dintre sistemele posibile. Unul dintre criterii este gradul de eficienţă al izolării, a cărui stabilire o dăm mai jos.

Efectul unei izolări elastice depinde de frecvenţa proprie a maşinii rezemată elastic, care este în funcţie de săgeata statică a arcuirii, dată de relaţia

$$n_0 = \frac{300}{\sqrt{f}}\,(\text{min}^{-1}) \qquad (f \text{ în cm})$$

sau

$$n_0 = \frac{5}{\sqrt{f}}\,(\text{Hz}).$$

În figura 6 sînt reprezentate frecvenţele proprii în funcţie de săgeata statică.

Calculul gradului de eficienţă al izolării se face în mod diferit la maşini cu oscilaţii periodice şi la maşini producătoare de şocuri.

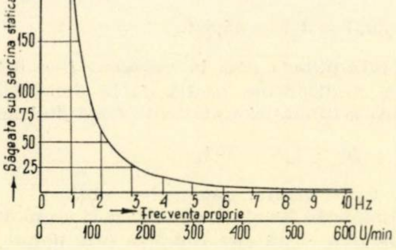


Fig. 6. Frecvenţele proprii în funcţie de săgeata statică

OSCILAŢII PROVOCATE PERIODIC

Maşinile cu oscilaţii periodice, aşezate pe arcuri, oscilează cu frecvenţa perturbatoare. Reducerea transmiterii forţei perturbatoare şi implicit gradul de eficienţă al izolării depind de raportul dintre frecvenţa perturbatoare şi frecvenţa proprie.

Forţa pe care o maşină aşezată pe arcuri o transmite mai departe rezultă din relaţiile

$$Pi = P_m \cdot V_p \quad V_p = \frac{1}{1 + \lambda^2} \quad \lambda = \frac{n_m}{n_0}$$

în care :

Pi este forţa restantă perturbatoare (ce se transmite mai departe) ;

P_m — forţa perturbatoare (iniţială, a maşinii) ;

V_p — factorul de transmitere ;

n_m — frecvenţa perturbatoare ;

n_0 — frecvenţa proprie ;

λ — acordarea.

De aici rezultă gradul de eficienţă al izolării în procente

$$(\eta\,\%) = \frac{\lambda^2 - 2}{\lambda^2 - 1}\,100.$$

În diagrama din figura 7, factorul de transmitere V_p este reprezentat ca funcţie de raportul de acordare λ.

La o oscilaţie neamortizată corespunde curba 0.

Curba arată că, în cazul frecvenţelor proprii mai mari decît frecvenţele perturbatoare, forţele perturbatoare se amplifică. Rezultă deci o situaţie mai defavorabilă faţă de o rezemare fixă. Numai pentru valori $\lambda > \sqrt{2}$ poate avea loc o eficienţă a izolării, deoarece în acest caz factorul de transmitere devine $V_p < 1$. În vecinătatea valorii $\lambda = \sqrt{2}$ gradul de eficienţă este foarte mic şi sistemele de fundaţii aflate în domeniul acesta trebuie evitate.

O acordare de $\lambda = 1{,}6$, de exemplu, ar avea un grad de eficienţă de numai 36%, care, în cazul unei variaţii de 10% a rotaţiei, scade sub 7%. În schimb, pentru acordarea 4, gradul de eficienţă devine 93% care, în cazul aceleiaşi variaţii a rotaţiei, este influenţat cu mai puţin de 2%.

Se recomandă deci o acordare de minimum 3. Acestei limite inferioare date i se poate opune, în cazul unor frecvenţe perturbatoare foarte mici, o limită superioară, a cărei depăşire nu poate fi justificată economic. Astfel, gradul de eficienţă de 93% corespunzător lui $\lambda = 4$ nu creşte decît cu mai puţin de 4% pentru $\lambda = 6$. Necesităţile de material arcuitor pentru atingerea acestui rezultat ar fi de 2,25 ori mai mari. Fasciculul de curbe din figura 7 indică influenţa amortizării asupra transmiterii forţei.

Acordarea supracritică necesară din punct de vedere al tehnicii izolării presupune o trecere prin zona de rezonanţă, în care este de dorit o amortizare puternică pentru reducerea la minimum a forţelor de rezonanţă. Curbele corespunzătoare diferitelor valori ale amortizării sînt reprezentate în această diagramă cu linii pline pentru o amortizare proporţională vitezei.

Condiţiile ce se cer unui dispozitiv de amortizare a oscilaţiilor periodice sînt următoarele :

1. amortizare cît mai redusă în domeniul rotaţiilor de regim ;

2. amortizare mare în domeniul de rezonanţă.

Amortizoarele Visco descrise în acest articol corespund acestor condiţii.

Curbele reprezentate cu liniuţe în diagrama din figura 7, pentru o amortizare independentă de viteză, indică pentru domeniul de rezonanţă valoarea egală a celor două sisteme de amortizare. În domeniul turaţiei de regim însă, efectul izolării este practic acelaşi ca la o oscilaţie neamortizată. Teama că amortizarea anulează efectul arcuirii nu este prin urmare justificată.

OSCILAŢII PROVOCATE DE ŞOC

Maşinile producătoare de şocuri rezemate arcuit oscilează cu frecvenţa proprie a arcuirii.

Forţa perturbatoare ce se transmite solului scade proporţional cu frecvenţa proprie a arcuirii şi este funcţie şi de amortizarea existentă.

Gradul de eficienţă al izolării rezultă din compararea forţelor transmise în cazul fundării directe sau elastice.

Pentru fundaţii arcuite fără amortizare, gradul de eficienţă este

$$\eta s\,\% = 100\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+\lambda_s^2}}\right),$$

în care

$$\lambda s = \frac{n_u}{n_0};$$

n_u este frecvenţa proprie a terenului;

n_0 — frecvenţa proprie a izolării.

În ipoteza că, în cazul fundării arcuite $n_0 \leqslant n_u$, gradul de eficienţă al izolării poate fi calculat după formula

$$\eta s\,\% \approx 100\left(1 - \frac{1}{\lambda_s}\right).$$

Eroarea comisă este

$$\Delta\eta_s\,\% \leqslant 1\,\% \text{ pentru } \lambda_s \geqslant 3{,}6.$$

Pentru fundarea arcuită şi amortizată, valoarea este

$$\eta_s\,\% = 100\left(1 - \frac{r_p}{\lambda_s}\right),$$

factorul r_p ţine seama de efectul amortizării

$$r_p = e^{-\frac{D}{\sqrt{1-D^2}}\arccos(3D-4D^3)}.$$

Pentru O<D<0,5 valoarea din $r_p<1$, astfel încît în acest domeniu prin amortizare se obţine o ameliorare a gradului de eficienţă al izolării.

În figura 8, gradul de eficienţă este reprezentat pentru diferite raporturi ale frecvenţelor. Ameliorarea gradului de eficienţă posibilă prin folosirea amortizării Visco este desenată cu linie întreruptă pentru amortizarea optimă $D \approx 0{,}25$.

Pentru a se putea reprezenta clar importanţa amortizării pentru acest sistem de izolare elastică trebuie avută în vedere influenţa greutăţii totale rezemate arcuit, inclusiv masa fundaţiei necesară pentru liniştirea şocului, pentru ca relaţia dintre frecvenţa proprie, gradul de eficienţă al izolării, amortizare şi greutatea totală să iasă în evidenţă.

În general se poate considera că:

1. gradul de eficienţă al izolării este influenţat exclusiv de frecvenţa proprie şi de amortizare;

2. mişcarea fundaţiei arcuite, declanşată în urma şocului, este hotărîtă exclusiv de greutatea fundaţiei, frecvenţa proprie şi de amortizare.

Amortizarea este deci un mijloc esenţial în proiectarea unei izolaţii la şoc.

În figura 8, în afară de curbele gradului de eficienţă, mai sînt trecute şi greutăţile fundaţiilor pentru diferite valori ale amortizării. Amplitudinea este aceeaşi în toate cazurile.

Pentru ilustrare dăm următoarele exemple:

Pentru izolarea unei fundaţii supuse la şoc, neamortizată, se admite raportul frecvenţelor (frecvenţa proprie a terenului frecvenţa proprie a izolării) egal cu 1,7. Gradul de eficienţă este de 50%. Printr-o arcuire mai moale, corespunzătoare unei acordări de 3,5, ar fi posibilă o ameliorare a gradului de eficienţă la circa 72%. Din curba greutăţilor pentru $D = 0$, rezultă însă că pentru limitarea mişcărilor la valoarea iniţială ar fi necesară o greutate totală mărită de 1,8 ori. Prin introducerea unei amortizări $D = 0{,}5$, mărirea masei fundaţiei nu mai este necesară.

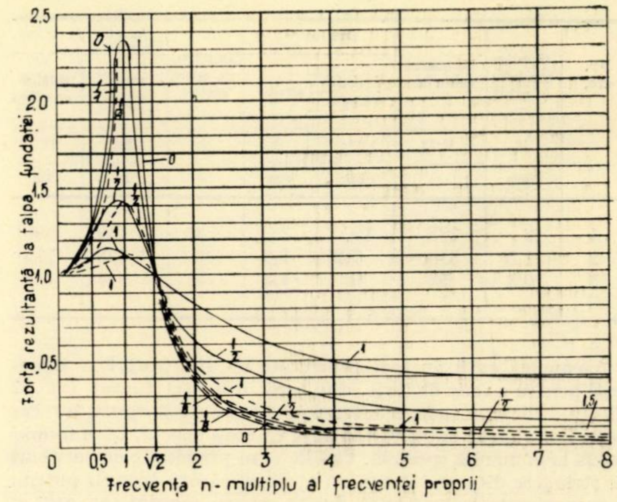


Fig. 7. Factorul de transmitere V_p funcţie de raportul de acordare

În aceeaşi diagramă sînt introduse greutăţile unei fundaţii de ciocan pentru un raport al frecvenţelor de 7,5. Valoarea G_0 corespunde greutăţii totale necesare pentru o fundaţie neamortizată, iar valoarea $G_{0,5}$ pentru o fundaţie amortizată cu $D = 0{,}5$. Economia rezultată pentru greutatea fundaţiei în procente este

$$\Delta\ G\,\% = \frac{G_0 - G_{0.5}}{G_0}\,100 = 43{,}5\,\%.$$

Această economie este constantă pentru întregul domeniu de acordare, iar gradul de eficienţă al izolării este de circa 87%.

REALIZAREA CONSTRUCTIVĂ A ARCURILOR

Arcurile folosite pentru izolarea elastică a fundaţiilor de ciocane sînt arcuri spirale, cilindrice, din sîrmă de oţel rotund. Din exemplele aflate în literatură obţinem indicaţiile din tabela 2.

Arcurile se introduc în cutii speciale (exemplu nr. 1 : 12 cutii a 24 arcuri, nr. 2 : 26 cutii a 12 arcuri, nr. 3 : 6 cutii a 9 arcuri).

Fig. 8. Gradul de eficienţă în funcţie de raportul de acordare

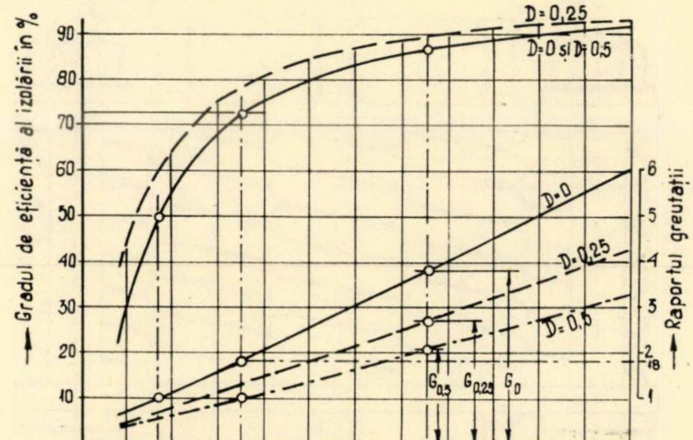


Tabela 2

Nr. crt.	Greutatea berbecului	Numărul arcurilor	Diametrul		Numărul de spire active	Sarcini de 1 arc	
			de înfășurare	sîrmei		max. admis.	statică efectivă
	B	F II	D	d	i	Pa	G′
	tone	.	cm	cm	—	kg	kg
1	2	288	10	2	4	1 460	680
2	1,5	312	7,2	1,8	6	1 420	725
3	0,1	54	9	1,4	8	546	410

Asemenea cutii au fost proiectate de IPROMET — București pentru o serie de forje din țară, din oțel turnat OT 52 (fig. 9). Ele cuprindeau între 9 și 12 arcuri și costul lor era destul de ridicat datorită faptului că erau executate în număr redus la comandă specială. Cutiile erau prevăzute cu șuruburi de strîngere dispuse lateral, cu ajutorul cărora arcurile puteau fi comprimate la înălțimea dorită pentru montaj sau pentru scoaterea lor eventuală de sub blocul de fundație. În timpul exploatării, șuruburile trebuie scoase, pentru a nu împiedica funcționarea arcurilor.

Cu timpul, cutiile din oțel turnat au fost înlocuite cu cutii cu profile laminate sau din tablă groasă sudate, mai ieftine și mai practice (fig. 10, 11 și 12).

Cutiile se așază la locul lor în cuvă înainte de turnarea blocului de fundație. Betonul se poate turna direct pe cutie sau se poate prevedea o fîșie de tablă prinsă cu praznuri în beton, atît în cuvă, cît și în blocul de fundație, astfel încît suprafața de așezare și de încărcare a cutiilor este netedă. Pentru o mai bună repartizare a sarcinilor este însă de dorit a se introduce plăci izolatoare de o anumită elasticitate între cutie și beton.

Cutiile de arcuri stau libere sub blocul de fundație.

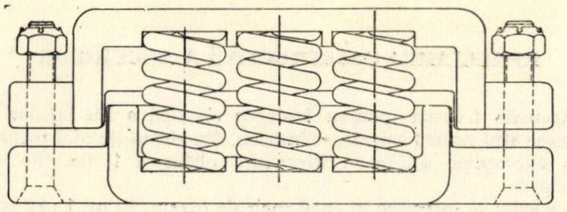
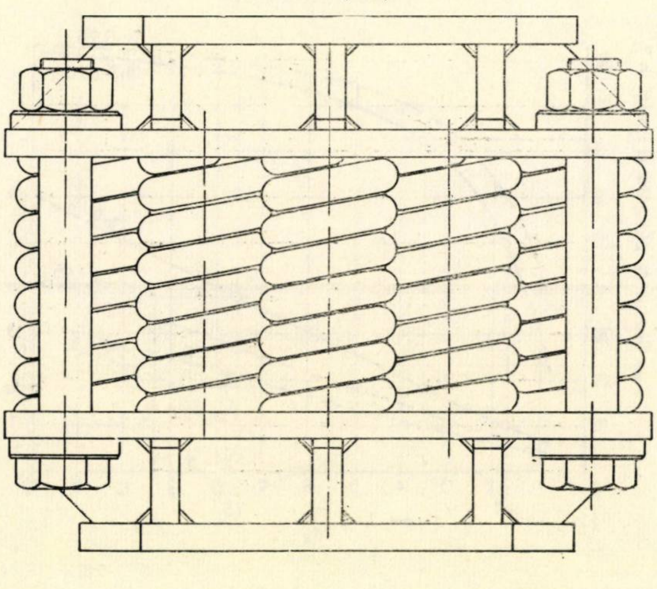


Fig. 9. Cutii de arcuri din oțel turnat proiectate de IPROMET (1950)

Fig. 10. Cutii de arcuri din profile și tablă de oțel sudate proiectate de IPROMET (1965)



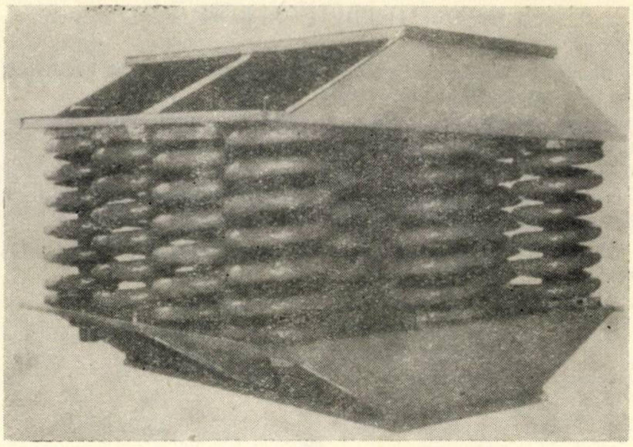


Fig. 11. Tipuri de cutii de arcuri din tablă sudată

REALIZAREA CONSTRUCTIVĂ A AMORTIZOARELOR

Amortizoarele (fig. 13 și 14) constau dintr-un recipient de tablă umplut cu un lichid vîscos, fixat de cuva de beton armat prin șuruburi de ancoraj; în acest lichid este introdus un cilindru de oțel fixat prin șuruburi de blocul de beton armat al fundației. Acest amortizor lucrează asemenea unei linguri de bucătărie cu care se amestecă o cocă. Amortizarea este variabilă după vîscozitatea lichidului folosit.

Diametrul recipientului folosit variază de la 250 la 410 mm, iar înălțimea de lucru este de 300—450 mm. Amortizoare de tipul cel mai mare (∅ 410 mm, $h = 450$ mm) s-au folosit la fundații de ciocane în România fiind necesare cantitățile din tabela 3.

Tabela 3

Nr. crt.	Greutatea berbecului B (t)	Energia de bătaie E (tm)	Numărul de amortizoare necesar (bucăți)
1	8,2	31	48
2	5	27	36
3	3,5	18	24
4	3,65	8	16
5	2	5	12
6	1,25	3,5	8
7	0,5...0,8	0,7...1,5	4

PLATFORMA DE LUCRU

Ciocanele prevăzute cu dispozitive de izolare elastică au mișcări care jenează personalul de deservire.

Pentru evitarea acestor efecte nedorite se prevede o platformă de lucru în jurul ciocanului, independentă de mișcările blocului de fundație, corpului ciocanului și șabotei. Această platformă, practic, reazemă pe partea superioară a pereților cuvei și trebuie izolată cu îngrijire prin rosturi de aer de toate părțile în mișcare — bloc, ciocan, șabotă. Platforma se realizează din profile laminate și tablă groasă de oțel.

Platformele se dimensionează prin calcul, ținîndu-se seamă de greutatea proprie, personalul de deservire, eventuale mașini ce circulă prin forjă, greutatea piesei celei mai grele ce se poate depozita pe platformă, precum și șocul produs de șutaje căzînd de la înălțimea de forjare.

Pe de altă parte, trebuie să se țină seamă că piese cu temperaturi ridicate — piese de forjat — șutaje — pot rămîne un timp pe platformă ducînd la supraîncălzirea ei și la deformări prin temperatură. Din această cauză, se va analiza, de la caz la caz, dacă nu este nimerit a se supradimensiona masiv platforma de lucru, prevenind suprasolicitările mecanice și calorice. În acest caz se poate merge pînă la alcătuirea platformelor din grinzi așezate joantiv, acoperite cu tablă groasă de 30 mm. În platforme trebuie lăsate guri de vizitare pentru a se putea intra în cuvă.

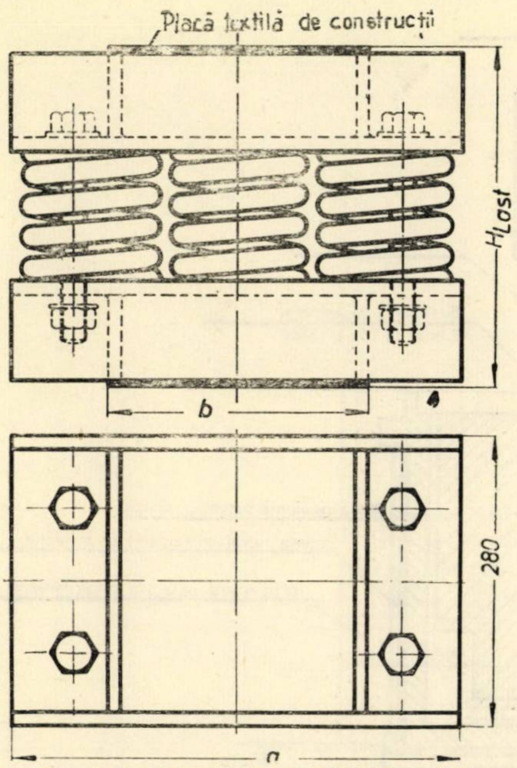

Placă textilă de construcţii
H_{Lost}
b
280
a

Fig. 12. Tipuri de cutii de arcuri din tablă sudată

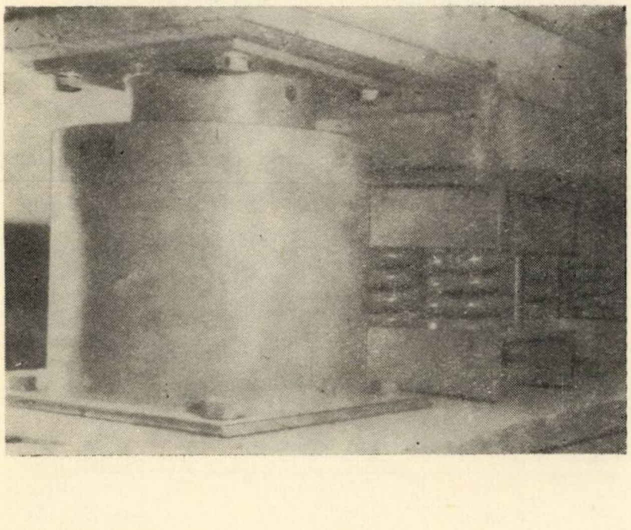
EXEMPLU DE CALCUL ŞI EXECUŢIE A UNEI FUNDAŢII DE CIOCAN DE 8,2 t

Datele problemei. Se cerea întocmirea proiectului de execuţie a fundaţiei unui ciocan pneumatic de 8,2 t într-o forjă modernă, situată în vecinătatea unor turnătorii şi a unor cartiere noi muncitoreşti. Terenul de fundaţie era format din pietriş sub care, la o adîncime de 7 m, se afla stîncă. Nivelul pînzei freatice era la o adîncime de 2 m.

În vechiul amplasament, ciocanul avea o fundaţie de beton simplu şi cărămidă pusă pe stîncă la o adîncime de 4,36... 4,80 m. Şabota, în greutate de 64 t, rezema independent pe stîncă prin intermediul unui bloc de lemn de stejar de 3 m înălţime, la 5,14 m sub nivelul pardoselii (fig. 15).

Întrucît în noul amplasament tehnologia de lucru în turnătorii nu permitea existenţa unor vibraţii în sol, din cauza pericolului de avariere a formelor de turnare, iar, pe de altă parte, pînza de apă freatică putea transmite efectul şocurilor la noile cartiere de locuit, s-a adoptat soluţia unei fundaţii cu izolarea elastică şi amortizare (fig. 16). Adîncimea săpăturii este de 7,17 m, fundaţia ajungînd astfel în stratul de stîncă. Vechea şabotă de 64 t, considerată insuficientă ca masă, s-a înlocuit cu o şabotă de 125 t. Pentru aflarea energiei de bătaie s-a aplicat formula lui W. Hermann pentru viteza finală de lovire a berbecului

Fig. 13. Tipuri de amortizoare Visco



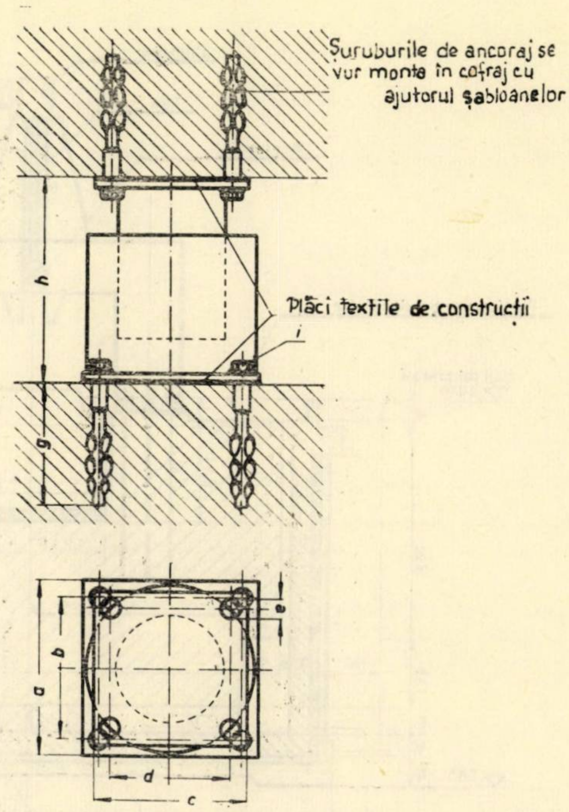

Şuruburile de ancoraj se vor monta în cofraj cu ajutorul şabloanelor
h
Plăci textile de construcţii
i
g
e
b
a
d
c

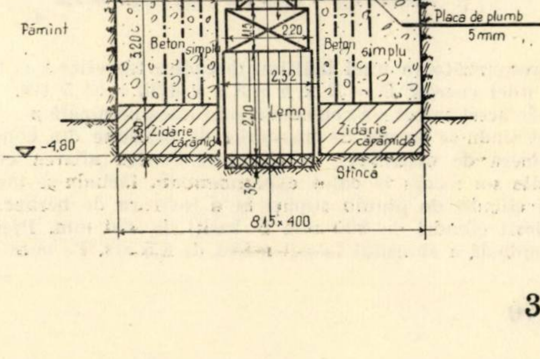
Fig. 14. Tipuri de amortizoare Visco

$$v_B = \eta \sqrt{2 g h_0}$$

în care

$$\eta = 0{,}56\ldots0{,}8 \text{ (mediu } 0{,}65),$$

Fig. 15. Ciocan pneumatic de 8,2 t montat pe fundaţia veche de beton simplu şi zidărie


Distribuţia
Cilindru
Tija
Ghidaj
Berbec
Coloana
Coloana
2.40
4.53
Şabota
Şuruburi de ancoraj
12 buc. M 75 L=3500
Nivel pardoseală
±0.00
272.5
272.5
Placa de plumb
5mm
Pămînt
320
Beton simplu
Beton simplu
220
2.32
Lemn
Zidărie cărămidă
Zidărie cărămidă
-4.80
Stîncă
815×400

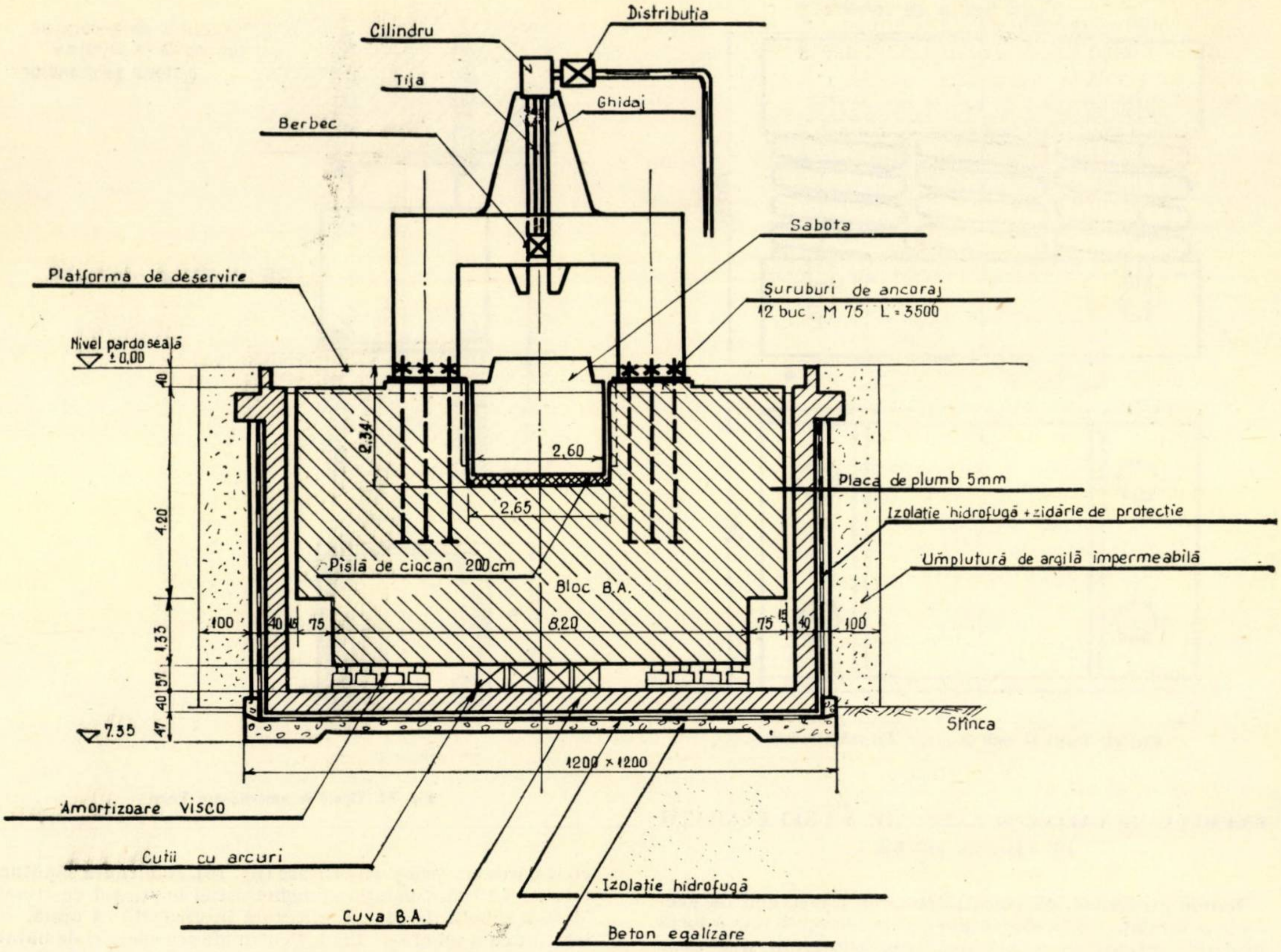

Distribuţia
Cilindru
Tija
Ghidaj
Berbec
Sabota
Platforma de deservire
Şuruburi de ancoraj
12 buc . M 75 L = 3500
Nivel pardoseală
± 0,00
40
2,34
2,60
Placa de plumb 5mm
2,65
Izolaţie hidrofugă + zidărie de protecţie
4,20
Pislă de ciocan 200cm
Umplutură de argilă impermeabilă
Bloc B.A.
100
40
15
75
8,20
75
15
40
100
1,33
57
40
47
7,35
Stînca
1200 × 1200
Amortizoare VISCO
Cutii cu arcuri
Izolaţie hidrofugă
Cuva B.A.
Beton egalizare

Fig. 16. Ciocan pneumatic de 8,2 t montat pe fundaţie modernă, prevăzută cu arcuri şi amortizoare Visco

iar h_0 este înălţimea de cădere a berbecului cu impulsul aerului comprimat.

$$h_0 = \frac{B + fp}{B} h^*$$

în care :

B este greutatea berbecului în tone ;

f — secţiunea pistonului în m²;

p — presiunea medie pe piston în $\frac{t}{m^2}$;

h^* — cursa pistonului (înălţimea de cădere reală), în m.

Diametrul pistonului fiind de 0,73 m, cursa pistonului de 2 m şi presiunea nominală a aerului comprimat 8 ats s-a aflat

$$\text{înălţimea } h_0 = \frac{8{,}2 + 0{,}42 \times 80}{8{,}2} 2 = 10{,}2 \text{ m}$$

$$\text{şi viteza } V_B = 0{,}65 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 10{,}2} = 9{,}2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

corespunzătoare unei înălţimi de cădere teoretice $h = 4{,}35$ m şi unei energii $E = B \times h = 8{,}2 \times 4{,}35 = 35{,}5$ tm.

În acest calcul s-a considerat presiunea nominală $p = 8$ ats, neţinîndu-se seama de pierderile de presiune din conductă, camera de distribuţie şi cilindru. Pentru aflarea energiei reale s-a recurs la calea experimentală, făcîndu-se încercări cu cilindri de plumb supuşi la o lovitură de berbec. S-au folosit cilindri de 300 mm Ø, înalţi de 450 mm. Presiunea nominală a aburului folosit a fost de 8,5 ats. Pe baza deformării cilindrilor Δh şi aplicînd formula lui Heim s-a găsit energia $E = 31{,}4$ atm (media a două încercări).

Note de calcul :

1. *Date*

greutatea berbecului	$B = 8{,}2$ t
greutatea şabotei	$A = 125$ t
greutatea ciocanului	$Gm = 31$ t
frecvenţa de bătaie	$Nm = 10-80$/min
energia de bătaie	$E = 31{,}4$ tm.

2. *Greutatea blocului de fundaţie*

Pentru un bloc rezemat direct pe teren se recomandă conform DIN 4025 :

$$G = 75 \quad B = \frac{h}{h_0}, \quad \text{în care } h_0 = 1{,}6 \text{ m}$$

$$h = \frac{E}{B} = 3{,}83$$

$$G = 75.8{,}2 \frac{3{,}83}{1{,}6} = 1\,480 \text{ t.}$$

Conform nomogramei din figura 4,

pentru $B = 8{,}2$ t, $h = 4$ m, $n_0 = 3$ Hz, $a_0 = 4$ mm, este necesară următoarea greutate a fundaţiei:

— pentru fundaţia neamortizată $GF_0 = 190 \cdot 8 \cdot 2 = 1\,560$ t;

— pentru fundaţia amortizată $GF_D = 113 \cdot 8{,}2 = 930$ t, iar cu aceleaşi date, luînd $n_0 = 4\,H_2$

$GF_0 = 140 \cdot 8{,}2 = 1\,140$ t şi $GF_D = 85 \cdot 8{,}2 = 700$ t.

Greutatea efectivă a blocului ales este $G_f = 1\,060$ t adică $G_f = (1{,}14 \ldots 1{,}52)\,GF_D$ cu 14%...52% mai mare decît greutatea minimă cerută. Greutatea totală este:

$$G = Gm + G_f = 1\,091 \text{ t.}$$

3. *Calculul secţiunii I sub şabotă*

Viteza berbecului este:

$$v_B = \sqrt{2\,gh} = \sqrt{2.9{,}81 \times 3{,}83} = 8{,}7\,\frac{\text{m}}{\text{s}}\cdot$$

Suprafaţa de rezemare a şabotei este:

$$F_{\mathrm{I}} = 2{,}6 \cdot 3{,}15 = 8{,}2 \text{ m}^2,$$

$$\sigma = \frac{A}{F_{\mathrm{I}}} = \frac{125}{8{,}2} = 15{,}2\,\frac{\text{tf}}{\text{m}^2} = 1{,}52\,\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\,.$$

Alegem pentru rezemare pîslă de ciocan cu grosimea de 20 cm, modulul de elasticitate dinamic $E_{din} = \dfrac{800 \text{ kgf}}{\text{cm}^2}$ şi rezistenţa admisibilă $\sigma_a = 60 \ldots 80\,\dfrac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$. Săgeata (tasarea) pîslei este $\delta_{\mathrm{I}} = \dfrac{\sigma d}{E_{din}} = \dfrac{1{,}52 \cdot 20}{800} = \dfrac{3{,}8}{10^4}$ m.

Viteza şabotei este:

$$v_{\mathrm{I}} = v_B\;(1 + K)\;\frac{B}{B + A} \text{ în care } K = 0{,}6,$$

$$v_{\mathrm{I}} = 8{,}7 \cdot 1{,}6\;\frac{8{,}2}{8 \cdot 2 + 125} = 0{,}86\,\frac{\text{m}}{\text{s}}\,.$$

Coeficientul dinamic este:

$$\nu'_{\mathrm{I}} = \frac{v_{\mathrm{I}}}{\sqrt{g\,\sigma_{\mathrm{I}}}} = \frac{0{,}86 \cdot 100}{\sqrt{9{,}81 \cdot 3{,}8}} = 14.$$

Coeficientul de oboseală $\mu = 3$.
Forţa statică înlocuitoare

$$P_{\mathrm{I}} = \mu\,\nu'_{\mathrm{I}}\,A = 3{,}15 \cdot 12{,}5 = 5\,250 \text{ tf.}$$

Presiunea maximă de pîslă

$$\sigma_{\mathrm{I}} = \frac{P_{\mathrm{I}}}{F_{\mathrm{I}}} = \frac{5\,250}{8{,}2} = 640\,\frac{\text{tf}}{\text{m}^2} = 64\,\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}\,.$$

4. *Dimensionarea armăturii*

$$M = \frac{P_{\mathrm{I}}(a_{\mathrm{II}} - a_{\mathrm{I}})}{8}$$

$$M = \frac{5\,250\;(9{,}7 - 2{,}6)}{8} = 4\,650 \text{ tm}$$

$$Af = 715 \text{ cm}^2\text{, efectiv } 74\ \text{Ø}\ 36 = 740 \text{ cm}^2$$

$$M' = \frac{5\,250\,(9{,}7 - 3{,}15)}{8} = 4\,300 \text{ tm}$$

$$Af = 675 \text{ cm}^2\text{, efectiv } 74\ \text{Ø}\ 36 = 740 \text{ cm}^2$$

$$Q = P_{\mathrm{I}}\,\frac{F_{\mathrm{II}} - F_{\mathrm{I}}}{F_{\mathrm{II}}} = 5\,250\;\frac{94 - 8{,}2}{94} = 4\,800 \text{ t}$$

$$A\,45^\circ = \frac{4\,800}{1{,}452} = 2\,400 \text{ cm}^2\text{, efectiv } 232\ \text{Ø}\ 36.$$

5. *Calculul secţiunii II la talpa blocului*

Viteza blocului

$$v_{\mathrm{II}} = v_{\mathrm{I}}\;(1 + K)\;\frac{A}{A + G}$$

$$v_{\mathrm{II}} = 0{,}86 \cdot 1{,}6\,\frac{125}{125 + 1\,091} = 0{,}14\,\frac{\text{m}}{\text{s}}\,.$$

Alegem arcuri cu următoarele caracteristici:

numărul de arcuri $F_{\mathrm{II}} = 420$

diametrul de înfăşurare $D = 10{,}6$ cm

diametrul sîrmei $d = 3{,}6$ cm

numărul de spire active $i = 6$

sarcina pe arc este:

$$G' = \frac{G}{F_{\mathrm{II}}} = \frac{1\,091}{420} = 2{,}6 \text{ t.}$$

Săgeata statică a arcurilor:

$$\delta_{\mathrm{II}} = \frac{8\,G'\,D^3\,i}{G\,d^4}$$

în care G este modulul de elasticitate al oţelului

$$G = 830\,000\,\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\delta_{\mathrm{II}} = \frac{9 \cdot 2{,}6 \cdot 1190 \cdot 6}{830 \cdot 169} = 1{,}06 \text{ cm.}$$

Coeficientul dinamic

$$\nu'_{\mathrm{II}} = \frac{v_{\mathrm{II}}}{\sqrt{\text{g}\,\delta_{\mathrm{II}}}} = \frac{0{,}14}{\sqrt{9{,}81 \cdot 0{,}0106}} = 0{,}435.$$

Forţa arcuitoare:

$$Pf_{\mathrm{II}} = \nu'_{\mathrm{II}}\,G = 0{,}435 \cdot 1091 = 475 \text{ t.}$$

Forţa statică înlocuitoare

$$P_{\mathrm{II}} = \mu\,Pf_{\mathrm{II}} = 3{,}475 = 1\,420 \text{ t.}$$

Amplitudinea este:

$$x = \delta_{\mathrm{II}} = \nu'_{\mathrm{II}} = 1{,}06 \cdot 0{,}435 = 0{,}46.$$

Această amplitudine se reduce prin folosirea amortizoarelor Visco.

REALIZAREA CONSTRUCTIVĂ

După cum reiese din figura 16, blocul de fundaţie, din beton armat B 200 vibrat, are dimensiunile de 9,70 × 9,70 m în plan şi o înălţime de 5,43 m. El este rezemat pe 30 de cutii de arcuri şi 48 amortizoare Visco. Sistemul bloc-arcuri-amortizoare este instalat într-o cuvă de beton armat izolată hidrofug, cu dimensiunile interioare de 10 × 10 × 6,50 m şi pereţii de 40 cm grosime. La partea inferioară a blocului s-au lăsat pe tot perimetrul culoare de circulaţie, iar înălţimea liberă de sub bloc de 57 cm permite intrarea unui om pentru montarea şi demontarea arcurilor şi amortizoarelor. Pentru o vizitare mai comodă ar fi fost indicată aşezarea arcurilor şi amortizoarelor pe banchete de 1 m înălţime, ceea ce însă ar fi dus la o scumpire apreciabilă a lucrării şi la dificultăţi tehnice la săpături în stîncă.

Atît în cuvă, cît şi în blocul de fundaţie s-au prevăzut fîşii de tablă ancorate în beton pentru rezemarea cutiilor cu arcuri.

Ancorajele amortizoarelor Visco s-au montat în cofraj cu ajutorul unor şabloane de tablă livrate de firma producătoare a amortizoarelor. Blocul de fundaţie s-a turnat pe cutiile cu arcuri şi pe un substrat de nisip, care s-a scos după întărirea betonului. Ciocanul s-a montat pe un strat de tablă de plumb. Sub şabotă s-a prevăzut pîslă de ciocan de 20 cm grosime. Platforma de lucru este alcătuită din grinzi cheson de 370 × 380 mm de oţel, aşezate joantiv şi acoperite cu tablă groasă de 30 mm. Gurile de vizitare se află în cele patru colţuri ale fundaţiei.

Notă: Fundatia ciocanului de 8,2 t este cea mai mare fundaţie de ciocan pe dispozitive de izolare elastică realizată în ţară, iar în literatura cercetată, citată în bibliografia anexată, nu am găsit un exemplu de calcul şi execuţie pentru o fundaţie de ciocan mai mare de 2 t.

Bibliografie

[1] * * *: STAS 7206 – *Fundaţii de maşini.*

[2] * * *: DIN 4025 – *Fundamente für Amboss* – Hämmer.

[3] Barkan D. D.: *Dinamika osnovanii i fundamentov*. Moskova, Stroivoenmorizdat, 1949.

[4] * * *: *Betonkalender* 1961, partea II, Berlin Verlag. W. Ernst & Sohn, 1961.

[5] Buzdugan, Hamburger, Wermescher: *Fundaţii de maşini*. Bucureşti. Editura Tehnică, 1958.

[6] Gane N. N.: *Calculul fundaţiilor de maşini*. Bucureşti. Editura Tehnică, 1951.

[7] Gerb: *Geskllschaft für Isolierung gegen Erschütterungen und Geräusche m.b.*, Wiesbaden, 1963 (prospect).

[8] Moldovan V.: *Utilajul secţiilor de forjă*. Bucureşti, Fd. Tehnică 1965.

[9] Rausch E.: *Maschinenfundamente*. Düsseldorf, VDI Verlag, 1959.

Proiectarea instalaţiilor de antene colective pentru clădiri de locuit din mediul urban

Ing. C. Gust

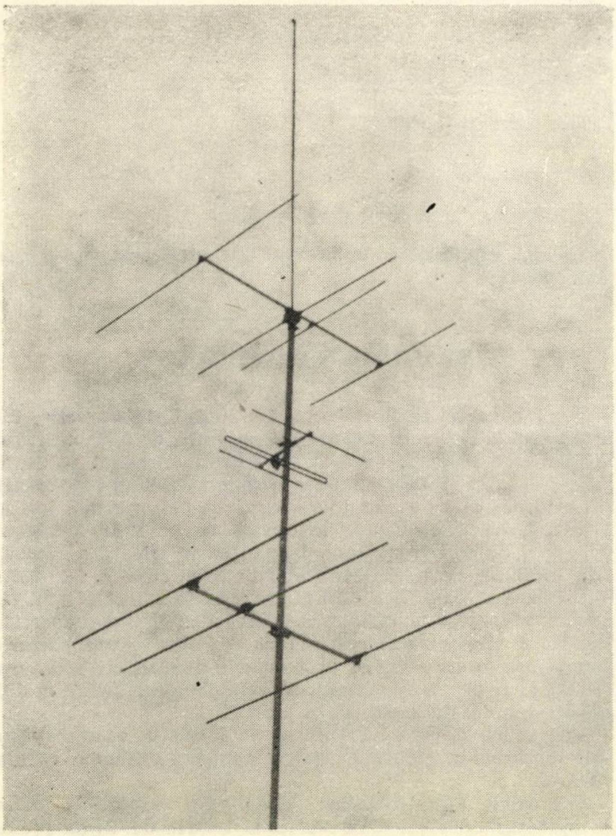
Institutul politehnic-Braşov

1. GENERALITĂŢI

În prezent la noi în ţară s-a introdus în proiectarea instalaţiilor de antene colective radio şi televiziune sistemul de distribuţie catenar, cu o reţea unică pentru transmiterea programelor radio şi televiziune [12].

Au fost elaborate, cu tendinţe de tipizare ([5], [10]), scheme de distribuţie şi o serie de detalii de execuţie privind instalarea şi racordarea sub aspect constructiv a elementelor de echipament care aparţin unei instalaţii de antene colective, ca de exemplu grupul de antene, grupul de amplificare şi priza de antenă (fig. 1.1., 1.2, şi 1.3). Totuşi, pînă în prezent, la noi în ţară aceste instalaţii încă nu s-au realizat pe scară largă.

Fig. 1.1. Grupul de antene. De sus în jos, antena verticală de radio LMS, antena radio U.S. cu 4 elemente, antena TV III tip YAGI cu trei elemente, antena TV I cu trei elemente



Unul din motive este şi faptul că în literatura noastră nu au fost clarificate anumite aspecte privind dimensionarea electrică a lor. Prezenta lucrare îşi propune acest scop. Totodată se prezintă o nouă metodă de calcul grafic pentru aceste instalaţii, care ţin seamă de parametrii elementelor prefabricate în ţară.

Metoda propusă este verificată în aplicaţii din practica de proiectare pentru clădiri de locuit multietajate din oraşe, care trebuie să cuprindă astăzi obligatoriu şi instalaţii de antene colective.

2. DIMENSIONAREA ELECTRICĂ A INSTALAŢIILOR

Să presupunem o schemă de distribuţie uzuală, conform figurii 2.1, unde receptoarele sînt alimentate în sistem catenar, adică prizele locuinţelor aşezate pe aceeaşi verticală sînt racordate la instalaţie printr-o coloană cu intrare-ieşire la fiecare priză.

Astfel:

n este numărul de prize (receptoare) conectate la aceeaşi coloană (în general egal cu numărul de niveluri ale clădirii);

q — numărul de coloane verticale ce pornesc dintr-un distribuitor (în general egal cu numărul de apartamente pe nivel la tronsonul deservit de distribuitor);

p — numărul de coloane secundare ce pornesc dintr-un distribuitor principal (în general egal cu numărul de tronsoane deservite de o ieşire a amplificatorului);

s — numărul de coloane principale conectate la ieşirea amplificatorului.

Numărul total N de receptoare conectate la instalaţie se exprimă deci prin relaţia

$$N = n \cdot q \cdot p \cdot s. \tag{1}$$

Constructiv, adică în funcţie de caracteristicile electrice ale echipamentului fabricat, aceste mărimi pot lua valori întregi (tab. 1 a).

Se consideră că o instalaţie de antenă colectivă (un grup antenă-amplificator) poate alimenta în bune condiţii un număr de 40... 80 receptoare ([5] [10]), în medie 60 receptoare. Această valoare rezultă experimental din instalaţii practic realizate, din condiţia asigurării unei tensiuni minime la receptorul cel mai defavorizat.

Pentru $s = 2$ se cere ca cele două ramuri ale reţelei legate în paralel la amplificator să fie cît mai egal încărcate. Aceasta înseamnă ca receptoarele să fie împărţite în două grupe pe cît posibil egale, corespunzător celor două coloane principale. Ca urmare, la conceperea schemelor concrete ale reţelelor de distribuţie, se pot aplica toate combinaţiile ce rezultă din valorile posibile pentru n, p, q, s

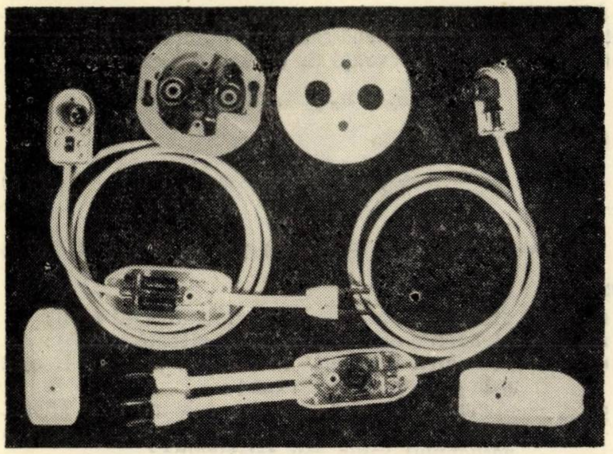


Fig. 1.2.a. Grup de amplificare în timpul montajului

Condiţia care trebuie respectată se exprimă:

$$n \cdot p \cdot q \cdot s. = 40 \ldots 80, \qquad (1\ a)$$

iar pentru $s = 2$ apare drept condiţie suplimentară

$$n_1 \cdot q_1 \cdot p_1 \cong n_2 \cdot q_2 \cdot p_2, \qquad (2)$$

unde indicii 1, 2 arată apartenenţa la ramura 1 sau 2 a reţelei.

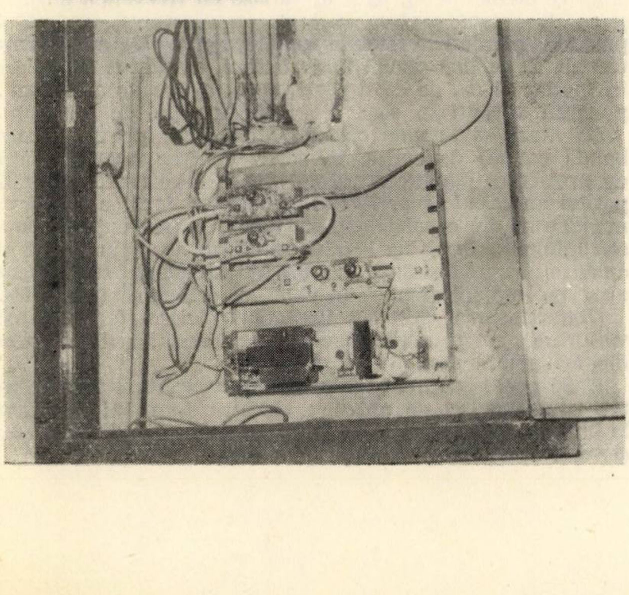
Pentru utilizarea raţională a grupului antenă-amplificator, se vor urmări valori cît mai mari pentru *N*. Creşterea puterii absorbite de la amplificator o dată cu mărirea numărului de receptoare *N* nu este esenţială; cerinţa de bază rămîne asigurarea limitelor de tensiuni necesare în reţea şi la receptoare.

Se impune ca la proiectare să fie studiate comparativ un număr mai mare de variante ale schemei reţelei de distribuţie.

3. METODA ANALITICĂ DE CALCUL AL ATENUĂRILOR

În forma lui cea mai simplă, calculul electric al schemei unei instalaţii de antenă colectivă R + TV se rezumă la calculul aritmetic al atenuărilor introduse de reţeaua de distribuţie între ieşirea amplificatorului şi abonatul cel mai

Fig. 1.2.b. Grup de amplificare, în timpul montajului, cu capacul de protecţie desfăcut. În şasiul comun, se recunoaşte de sus în jos:
- amplificator radio L M S
- amplificator radio U S
- amplificator televiziune
- bloc alimentare-redresare



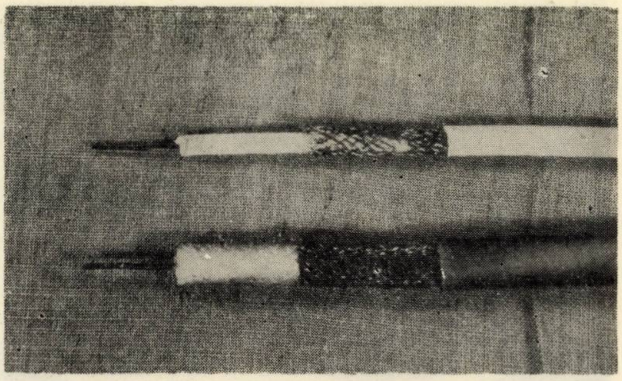
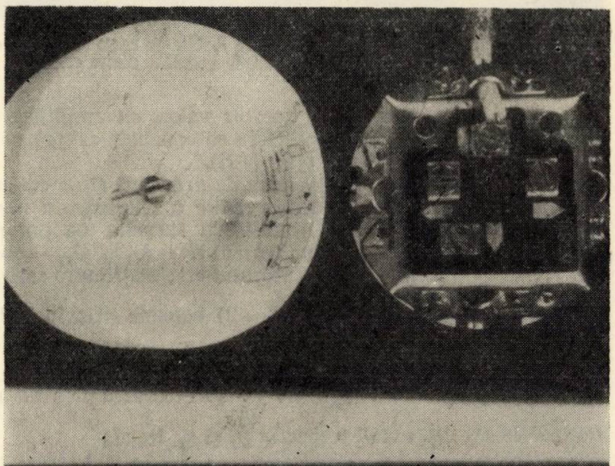


Fig. 1.3. Cabluri de inaltă frecvenţă, tip coaxial pentru reţeaua de distribuţie



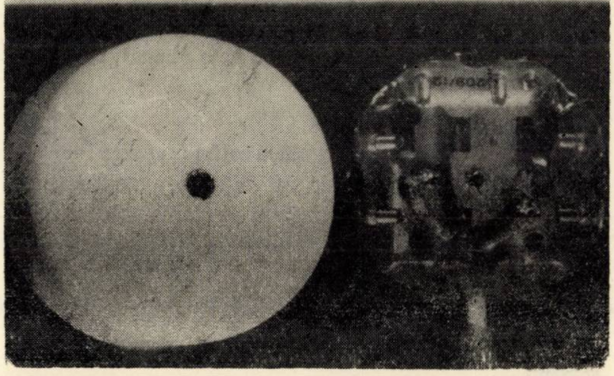
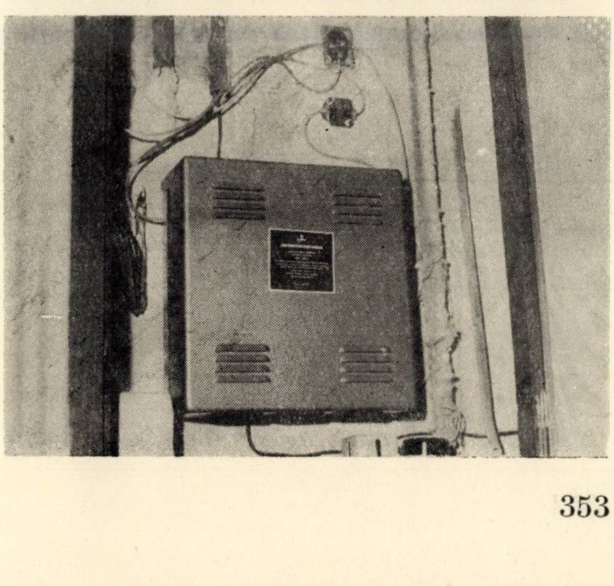


Fig. 1.4.a. Doză de ramificaţie pentru reţeaua de distribuţie. Vedere din faţă

Fig. 1.4.b. Doză de ramificaţie pentru reţeaua de distribuţie. Vedere din spate

Fig. 1. 5. a. Priză de antenă dublă şi cordoane mobile de radio şi televiziune pentru racordarea receptoarelor la reţea pregătită pentru conectare



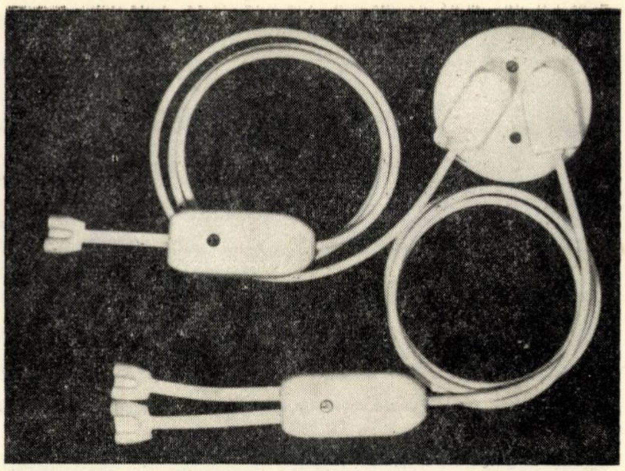


Fig. 1.5.b. Priză de antenă dublă și cordoane mobile de radio și televiziune, pentru racordarea receptoarelor la montaj, pregătite pentru conectare

îndepărtat. Prin compararea acestor valori cu amplificările disponibile la grupul de amplificare se conchide asupra calității instalației examinate ([5] [10]).

Atenuările de rețea sînt produse de armături și de cabluri de înaltă frecvență. Armăturile produc o micșorare a nivelului de tensiune datorită ramificării fluxului de putere. De exemplu în figura 2.1, pe traseul $A - D_1 - D_{11}$ — abonat 1, energia totală a amplificatorului este distribuită astfel:

— în proporție $\frac{1}{n}$ pe cele s ($s = 2$) coloane principale legate la ieșirea amplificatorului;

— în proporție $\frac{1}{p_1}$, respectiv $\frac{1}{q_1}$, la trecerea prin distribuitoarele D_1, D_{11} avînd respectiv p_1 și q_1 ieșiri;

— la priza de antenă a receptorului o fracțiune $\frac{1}{n}$ din energia totală a coloanei este derivată spre abonat, fiind efectiv consumată de acesta.

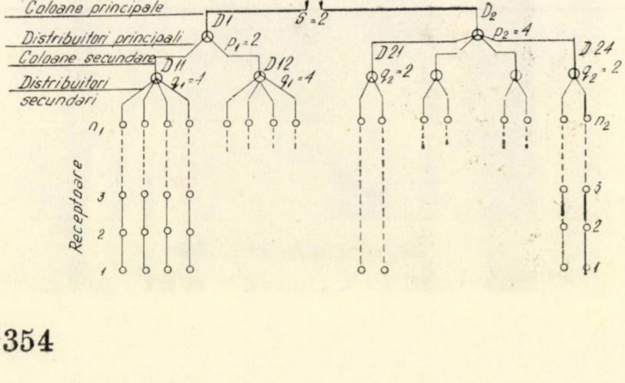
Deci fluxul de energie se ramifică astfel: o parte $\dfrac{\frac{1}{n}}{1+\frac{1}{n}} = \dfrac{1}{n+1}$ este transmisă în derivație spre abonatul respectiv, partea $\dfrac{1}{1+\frac{1}{n}} = \dfrac{n}{n+1}$ se transmite în continuare pe coloană.

Aceste raporturi, exprimate în dB, determină atenuările de tensiune a_s, a_p, a_q, a_t, a_d datorită armăturilor respective.

Astfel rezultă atenuarea totală a armăturilor a_a din relația

$$a_a = a_s + a_p + a_q + (n-1)\,a_t + a_d \quad [\text{dB}]. \tag{3}$$

Fig. 2.1. Schema de distribuție antenă colectivă R + TV cu receptoarele alimentare în sistem catenar



La aceasta se adaugă o atenuare a_b, introdusă de dispozitivul de adaptare antenă-cablu, și atenuarea a_c produsă de cablul de înaltă frecvență tip coaxial din expresia

$$a_c = \alpha_c \sum l. \ (\text{dB})$$

Ca urmare din relația

$$a_{tot} = a_a + a_b + a_c \tag{3 a}$$

se obține

$$a_{tot} = a_s + a_p + a_q + (n-1)\,a_t + a_b + \alpha_c \sum l \tag{3 b}$$

unde:

a_s este atenuarea de ieșire a amplificatorului (dB);
a_p, a_q — atenuările de trecere a distribuitoarelor (dB);
a_t — atenuarea introdusă în coloană datorită trecerii prin priza abonatului (dB);
a_d — atenuarea de derivație din coloană spre abonat (dB), cuprinzînd atenuarea prizei plus atenuarea cordonului radio sau televiziune;
a_b — atenuarea de conectare antenă-fider pentru unde metrice (dB);
α_c — atenuarea specifică a cablului coaxial $\left(\frac{\text{dB}}{\text{km}}\right)$ sau $\left(\frac{\text{dB}}{\text{m}}\right)$;
Σ_l — lungimea totală a tronsoanelor de cablu din rețea (km) sau (m).

În practică, valorile atenuărilor parțiale se pot lua din datele de catalog, de exemplu ([7], [10]) nefiind nevoie să se efectueze calculul analitic al lor ca în [12]. Toate aceste atenuări au valori negative.

De remarcat că valoarea teoretică a atenuării de ieșire a amplificatorului la $s = 2$ ar fi

$$a_s = 20 \log \frac{1}{s} = 20 \log \frac{1}{2} = -6 \text{ dB}. \tag{4}$$

Adaptarea potrivită a circuitului de ieșire din amplificator, realizată din fabricație, reduce această atenuare la o valoare practică (50) (10)

$$a_s = -4 \text{ dB}.$$

La conectarea între antena de unde metrice simetrică și fiderul de coborîre asimetric, se folosește un dispozitiv de simetrizare și în același timp de adaptare. Impedanța de intrare a antenei de televiziune sau unde ultrascurte, pentru tipurile de antene YAGI folosite la noi, are valoarea

$$Z_a \cong 300\ \Omega.$$

Impedanța caracteristică a fiderului de coborîre realizat din cablu coaxial are impedanța caracteristică $Z_c = 75\ \Omega$. Ca atare rezultă o atenuare de conectare

$$a_b = 20 \log \sqrt{\frac{Z_c}{Z_a}} = 20 \log \sqrt{\frac{75}{300}} = -6 \text{ dB}. \tag{5}$$

Se remarcă că atenuările a_s, a_p, a_q, a_b sînt constante, în timp ce atenuările a_t, a_d și a_c variază cu frecvența, întrucît priza de antenă conține elemente cu reactanță, iar cablul prezintă pierderi variabile cu frecvența. De acest lucru trebuie să se țină seamă în proiectare, avîndu-se în vedere în special că a_d, pe de o parte, și a_t, a_c, pe de altă parte, prezintă variații în sens diferit în funcție de frecvență.

Ca atare *se impune* calculul atenuărilor pentru fiecare bandă (canal) de emisie în parte, contrar unor indicații de proiectare din literatură ([6] [10]), care arată că ar fi posibil un calcul acoperitor al atenuărilor dacă se consideră numai unul din canalele extreme (adică cu frecvența maximă sau minimă). În anexa lucrării se dă un exemplu de calcul analitic al unei instalații (nr. 3.1.A). Atenuarea se compară apoi cu amplificarea disponibilă a echipamentului ales.

Dimensionarea electrică limitată la acest procedeu de verificare a compensării atenuărilor ar fi insuficientă. Aceasta din mai multe motive:

1. Se neglijează unul dintre indicii de calitate fundamentali ai instalației de antenă: valoarea tensiunii asigurate la bornele receptorului, care trebuie să corespundă normelor și va fi verificată la execuție prin măsurători.

2. Nu se ţine seamă de cîştigul realizat de antenele propriu-zise, care pot să conţină o rezervă de amplificare.

3. Nu se urmăreşte o îmbunătăţire a nivelului de tensiune la recepţia prin instalaţia de antenă colectivă, faţă de recepţia individuală. Metoda se rezumă la ipoteza de a pune abonatul racordat la antena colectivă în condiţii similare cu orice abonat prevăzut cu antenă individuală, presupunînd aceste condiţii drept satisfăcătoare. În realitate, tensiunile la abonat pot fi apreciabil sub valorile necesare.

Calculul acestor valori ale tensiunilor trebuie făcut încă de la proiectare, ţinînd seamă de tensiunile obţinute la bornele antenelor, deci la intrarea în instalaţie.

În acest scop este nevoie de o metodă de proiectare rapidă şi simplă, dar în acelaşi timp eficace şi suficient de precisă. În continuare se prezintă în acest sens un procedeu grafic de calcul.

4. METODA GRAFICĂ DE CALCUL AL TENSIUNILOR

Această metodă permite determinarea rapidă a tensiunilor în reţea cu ajutorul unor nomograme, pornind de la următoarele valori iniţiale : tensiunea disponibilă la bornele antenei, lungimea cablului coaxial, valoric n şi q din schema de distribuţie, tensiunea minimă necesară la receptor. Vom examina în continuare mărimile care prezintă aspecte speciale.

4. 1. Tensiunea la antenă

Valoarea tensiunii U_a, ce se obţine la bornele antenei de recepţie, se calculează pentru fiecare program în parte după expresia [7].

$$U_a = H_u \cdot E_u \text{ (mV)}, \qquad (6)$$

în care :

H_u este înălţimea utilă a antenei (m) ;

E_u — intensitatea cîmpului electromagnetic util la locul de recepţie (mV/m).

Înălţimea utilă H_u este funcţie de dimensiunile liniare ale antenei şi de tipul ei constructiv prin intermediul înălţimii efective h_e, respectiv al cîştigului g. Valoarea H_u se calculează din relaţia

$$H_u = h_e \cdot g \text{ (m)}, \qquad (6\text{ a})$$

unde h_e se exprimă tot în m, iar g în unităţi relative.

Înălţimea efectivă h_e a unei antene este o mărime echivalentă, mai mică decît înălţimea reală a antenei, însă cu o distribuţie de curent constantă în lungul ei. Ea se determină pentru o antenă liniară aşezată vertical sau orizontal potrivit formulei [14]

$$h_e = \frac{2}{\pi} H \text{ (m)} \qquad (7)$$

unde H = înălţimea (lungimea) geometrică a antenei (n).

Această relaţie este valabilă dacă H este un multiplu întreg de $\frac{\lambda}{4}$, unde λ este lungimea de undă corespunzătoare canalului (benzii) recepţionat. În cazul antenelor de unde metrice (radio şi televiziune) s-a generalizat la noi folosirea antenelor tip dipol închis în semiundă, adică cu $H \cong \frac{\lambda}{2}$, fără sau cu elemente pasive (antene YAGI) pentru care se obţine înălţimea efectivă din ([4], [3], [18])

$$h_e = \frac{\lambda}{\pi} \text{ (m)}. \qquad (7\text{ a})$$

Rezultă următoarele valori acoperitoare, folosibile în practica de proiectare :

Programul emisiunii	Canalul şi banda (după O.I.R.T.)	h_e (m)
Radio cu mod. de frecvenţă	US	1,3
Televiziune	canal 1—2, TV I	1,5
Televiziune	canal 3—5, TV II	1
Televiziune	canal 6—12, Tv III	0,42

Fig. 3.1.a. Schemă de calcul pentru instalaţii de antene radio şi televiziune într-un hotel de 206 camere

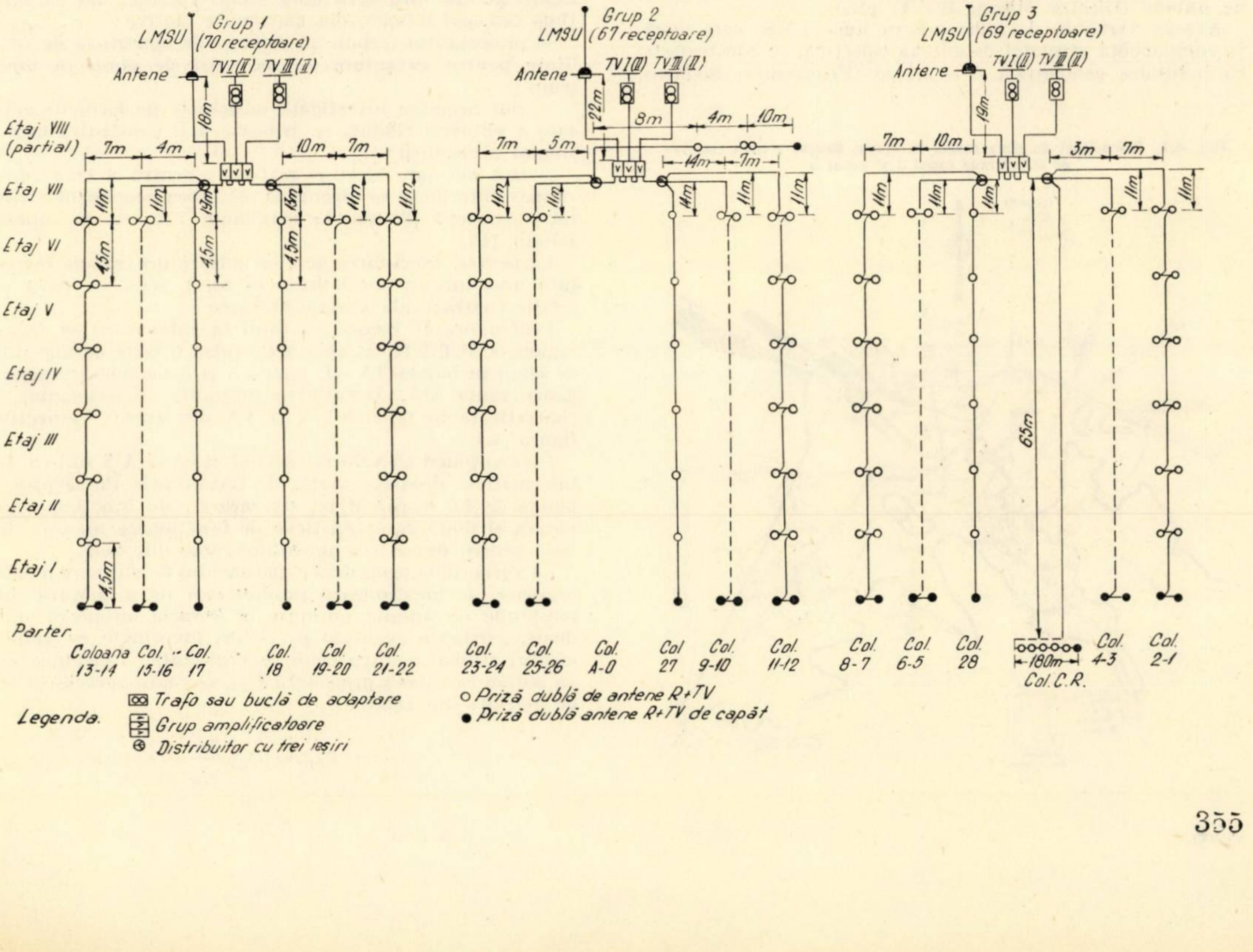

Grup 1
LMSU (70 receptoare)
Antene
TVI(II) TVIII(II)
Grup 2
LMSU (67 receptoare)
TVI(II) TVIII(II)
Grup 3
LMSU (69 receptoare)
TVI(II) TVIII(II)
Etaj VIII (parţial)
Etaj VII
Etaj VI
Etaj V
Etaj IV
Etaj III
Etaj II
Etaj I
Parter
18m
22m
19m
7m
4m
10m
5m
8m
14m
3m
11m
4,5m
65m
180m
Coloana 13-14
Col. 15-16
Col. 17
Col. 18
Col. 19-20
Col. 21-22
Col. 23-24
Col. 25-26
Col. A-0
Col. 27
Col. 9-10
Col. 11-12
Col. 8-7
Col. 6-5
Col. 28
Col. C.R.
Col. 4-3
Col. 2-1
Legenda
Trafo sau buclă de adaptare
Grup amplificatoare
Distribuitor cu trei ieşiri
○ Priză dublă de antene R+TV
● Priză dublă antene R+TV de capăt

Tabela 1 a

Mărimea	Valori posibile	Produsul la care se referă			
		Simbol Electronica	Simbol produs echivalent Siemens	Denumire	OBS.
n	8... 16*	P 21020	—	Priză de antenă	Cu atenuare redusă
	2... 15	—	SAD 566	R + TV	
	16... 25	—	SAD 567		
p,q.	2	P 21182	SAD 521a^{w}	Distribuitor cu 2... 6 ieșiri	
	3	P 21183	SAD 538 w		
	4	P 21181	SAD 539 w		
	6	—	SAD 540 w		
s	1, 2	Conform catalogului fabricii	Amplificator	Valabil pentru toate amplificatoarele	

* Notă: În ultimele date ale fabricii Electronica, nu mai apare limitarea lui *n* între valorile 8... 16.

Cîștigul antenelor de unde metrice poate fi considerat ([4], [16], [7]) cu următoarele valori, în unități relative (g) sau în dB (G):

	g	G (dB)
— antenă cu un singur element (dipol închis)	1	0
— antenă cu două elemente	1,4	3
— antenă cu trei elemente	1,9	5,5
— antenă cu patru elemente	2,3	7,2
— antenă cu cinci elemente	2,5	8.

Aceste cifre reprezintă valori medii corespunzătoare variantelor constructive de antene uzuale la noi în țară, avînd impedanța de intrare a antenei $Z_a = 270...\ 300$ ohmi. Valorile exacte se pot lua din datele fabricilor constructoare de antene (Electro Mureș, R.F.T. etc.).

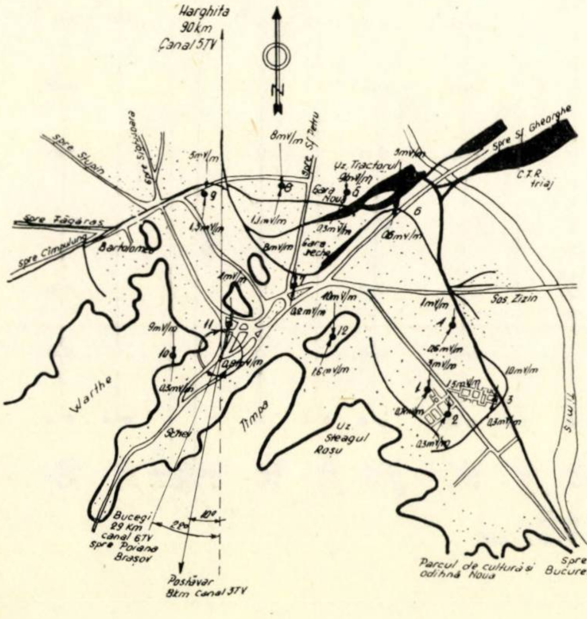
Antena verticală de radio pentru unde LMS, care intră în componența grupului de antenă colectivă, se construiește cu înălțimea geometrică $H = 2{,}5$ m (Electronica, Siemens etc.), deci $H \leqslant \frac{\lambda}{4}$. În acest caz înălțimea efectivă h_e devine, conform ([14], [18]):

$$h_e \cong \frac{H}{2} = 1{,}25 \text{ (m)}.$$

Pentru această antenă, înălțimea utilă H_u se poate lua cu aproximație [7]

$$H_u = (0{,}11...\ 0{,}12)\, h_e = 0{,}15 \text{ m}.$$

Fig. 4.1. Intensități de cimp mediu în orașul Brașov pentru emisiile de televiziune canal 3 și canal 5



În unele cazuri, în datele de catalog ale fabricilor constructoare, se dau direct valorile înălțimii utile H_u ale antenelor în m [7] care nu trebuie confundată cu înălțimea efectivă h_e.

Pentru E_u, în relația (6) se poate introduce fie valoarea intensității cîmpului, măsurată experimental, fie valoarea minimă cerută de norme sau prescripții. În primul caz se obțin valori reale, în al doilea caz, trebuie admisă ipoteza că valorile indicate vor fi realizate în practică cel puțin în perspectivă. Recomandările O.I.R.T. privind valorile cîmpului util, a căror realizare este urmărită și la noi în țară, sînt date în tabela 1, după ([5], [6], [11], [13]), neexistînd încă alte prevederi standardizate. Comparativ, în figura 4.1. (respectiv în tabelele 2 A și 3 A din anexă) se dau rezultatele unor serii de măsurări de cîmp în banda TV II pentru zona orașului Brașov, executate de autor. Valorile medii care au fost determinate pentru fiecare punct de măsurare în parte (urmărindu-se eliminarea erorilor prin efectele obstacolelor artificiale locale) variază totuși pronunțat cu poziția acestuia pe teritoriul orașului. Se recunosc influențele reliefului, care prezintă obstacole naturale pe direcțiile de propagare ale cîmpurilor. Rezultatele obținute se înscriu în limitele extreme indicate de M.P.T. pentru cîmpul de televiziune din orașul Brașov (canal 5 : 0,1... 12 m V/m).

4. 1. 1. Valoarea experimentală a cîmpului E_u

Indicațiile din literatură, care se referă la proiectarea instalării antenelor ([6] [8] [26]), indică pentru obținerea valorii lui E_u exclusiv procedeul măsurării sau cel puțin al verificării [5] experimentale. Aceasta este calea cea mai sigură pentru obținerea unor valori corecte, dar în același timp cea mai dificilă, din mai multe motive:

— proiectantul trebuie să dispună de aparatură de specialitate pentru executare de măsurări de cîmp în diferite game;

— sînt necesare investigații anticipate pe locul de amplasare a viitoarei clădiri, ce urmează a fi construită încă din timpul proiectării;

— sînt necesare eforturi materiale pentru a crea condiții ca măsurătorile să se execute la înălțimea acoperișului viitoarei construcții [8] sau la maximum 7 m de la suprafața solului [19].

La nevoie, executarea acestor măsurători trebuie încredințată unei unități specializate în acest sens, pe baza unor relații contractuale corespunzătoare.

Pentru orașul Brașov, autorul în colaborare cu Direcția regională P.T.T.R. Brașov a executat o serie de măsurători de cîmp în banda TV II (canal 3 și 5 de televiziune) și în gama radio US. Rezultatele obținute experimental sînt concretizate în tabelele 2 A și 3 A, din anexă, respectiv în figura 4.1.

De menționat că valorile privind gama de US sînt cu totul informative, deoarece stația de retranslație Postăvarul din banda de 4,5 m (67 MHz) are caracter de funcționare temporară și după caracteristicile de funcționare nu este destinată pentru deservirea abonaților radio din zonă.

Ca variantă la procedeul experimental de obținere a datelor necesare, se menționează posibilitatea de a măsura direct tensiunile de antenă obținute la bornele antenelor individuale, existente eventual pe clădiri învecinate cu amplasamentul studiat pentru clădirea proiectată. Tensiunea ce se va obține la antena proiectată U_{pr}, se poate aprecia ca ordin de mărime din relația

$$U_{pr} = U_{ex}\,\frac{g_{pr}}{g_{ex}} \tag{8}$$

Tabela 1

Valorile recomandate ale cîmpului electromagnetic, conform O.I.R.T. (suficiente pentru o recepţie satisfăcătoare) [6] [11]

Programul	(gama de unde) (banda de telev)	Mediu urban (orașe industriale)	Mediu rural
RADIODIFUZIUNE			
Unde lungi	L	10–50 mV/m (80–94 dB)	3 mV/m (70 dB)
Unde medii	M	10 mV/m (80 dB)	1 mV/m (60 dB)
Unde ultrascurte	US	1 mV/m (60 dB)	0,2 mV/m (46 dB)
TELEVIZIUNE			
Canal 1,2	TV I	5 mV/m (74 dB)	0,5 mV/m (54 dB)
Canal 3–5	TV II		
Canal 6–12	TV III	5 mV/m (74 dB)	0,7 mV/m (57 dB)

N o t ă : Valorile in dB sînt date în raport cu nivelul de referinţă $1 V\mu \hat{=} 0$ dB
– Pentru unde scurte nu se dau valori în literatură (servesc pentru transmisiuni radio la mare distanţă, destinate străinătăţii).

unde

U_{ex}, U_{pr} sînt tensiunile la bornele antenei experimentale, respectiv ale antenei proiectate (mV);

g_{ex}, g_{pr} — cîştigurile antenelor experimentale, respectiv proiectate în unităţi relative.

Trebuie subliniate valorile cu totul aproximative care se obţin precum şi dificultăţile de executare, ceea ce face ca această variantă să fie puţin indicată.

4. 1. 2. Valoarea minimă recomandată a cîmpului E_u

În cadrul O.I.R.T. (Organizaţia internaţională de radio şi televiziune) s-au stabilit valori minime ale cîmpului electromagnetic ce urmează a fi realizate de către reţeaua de radio şi televiziune a unei ţări pentru asigurarea unei recepţii satisfăcătoare. Aceste valori au fost stabilite urmărind o protecţie suficientă faţă de nivelul mediu al perturbaţiilor, prin realizarea unui raport semnal util (semnal zgomot mai mare decît 100 : 1 la locul de recepţie [13] [15]). S-au considerat în acest sens atît perturbaţiile atmosferice, dependente de climă, anotimp şi ora zilei, cît şi perturbaţiile artificiale, de exemplu datorite industriilor locale, precum şi zgomotul propriu al aparatelor de recepţie, care creşte o dată cu frecvenţa benzii recepţionate. Aceste valori recomandate pentru acoperirea normală a regiunilor ţării cu program R + TV sînt date în tabela 1.

În prezent există, pe plan naţional, o preocupare intensă pentru realizarea unei acoperiri a teritoriului ţării cu programe de radio şi televiziune care să corespundă acestor recomandări [13]. Cu toate acestea, valorile din tabela 1 pot servi doar pentru orientare, privind situaţia de viitor. De asemenea, aceste valori nu permit să se verifice dacă într-o anumită localitate există pericolul supracomandării amplificatoarelor sau a receptoarelor prin tensiuni prea mari în instalaţie. Menţionăm ca exemplu situaţia în gama radio UL. După intrarea în funcţiune a noului emiţător de 1200 kW cu o putere de opt ori mărită faţă de emiţătorul vechi pe 1935 m, intensitatea de cîmp util va creşte la peste 100 mV/m pe o mare suprafaţă din centrul ţării, limitată aproximativ de conturul Ploieşti-Cîmpulung-Sibiu-Tg. Mureş-Gheorghieni-Gh. Gheorghiu Dej-Ploieşti. În astfel de cazuri, cînd postul local sau regional induce în antene tensiuni care depăşesc cu mult valorile admise în instalaţia de antene colective, se impune de regulă folosirea unor atenuatoare speciale cu circuite acordate exact pe frecvenţa postului respectiv.

4. 1. 3. Valoarea cîmpului E_u conform datelor de evidenţă

Organele de conducere şi exploatare ale reţelei de radio şi televiziune (M.P.T.) dispun de o evidenţă a intensităţilor de cîmp existente în diferite zone ale ţării. Datele ce se pot obţine pe această cale din buletinele oficiale sau la cerere au de regulă tot numai caracter orientativ, date fiind variaţiile locale foarte pronunţate şi limitele foarte largi între valorile maxime şi minime ale cîmpului. Ca exemplu menţionăm din nou zona oraşului Braşov, pentru care M.P.T. ne-a indicat că pentru canalul 5 TV valorile de cîmp variază între 0,1 mV/m şi 12 mV/m (staţia de televiziune Harghita). Pentru canalul 3 (staţia Postăvaru) şi pentru canalul 6 nu s-au indicat valori; de asemenea nici pentru programele de radio în gamele LMS şi US.

Se menţionează că în literatură este larg tratată determinarea valorii cîmpului util H_u prin calculul numeric sau grafic, în special pentru undele metrice ([1], [2], [6]). Totuşi, o astfel de tratare a problemei, în condiţiile practice ale proiectării instalaţiilor de antene colective, nu este aplicabilă. În primul rînd, la noi condiţiile de relief sînt departe de ipoteza terenului plan şi a propagării corespunzătoare a cîmpului, care stau la baza acestor metode de calcul. Pe de altă parte, în general, proiectantului de instalaţii electrice ale unei clădiri nu îi sînt accesibile datele privind puterea şi antena staţiei de emisie, necesare pentru acest calcul.

4. 2. Tensiunea de calcul minimă la receptor

Valoarea tensiunilor necesare la receptor, în diferitele game de unde, depinde de sensibilitatea receptorului. De exemplu, pentru programul radio în gama undelor L.M.S., aparatele cele mai modeste (cu sensibilitatea cea mai scăzută) necesită, pentru asigurarea unei puteri standard prescrise la ieşire ($P = 50$ mW), o tensiune la borna de antenă de 500 μV. Pentru receptoarele de calitate superioară această valoare scade.

În schimb, pentru programele radio în gama undelor U.S. tensiunea necesară la intrare este de numai 50... 100 μV, chiar pentru aparatele cele mai puţin sensibile. Aceasta, deoarece sensibilitatea se defineşte în condiţiile unui raport semnal util/zgomot impus (care la modulaţie în frecvenţă se ştie că este mai avantajos).

Similar lucrurile se întîmplă şi la televiziune, tensiunile necesare fiind însă mai mari din considerente de sincronizare (stabilizare) a imaginilor.

În tabela 2 se prezintă date sintetice privind tensiunile minime necesare la receptor. Se observă neuniformitatea valorilor în sursele bibliografice accesibile. Indicaţiile din proiectul tip I.P.T.C. [5] pag. 14 trebuie considerate ca eronate.

Se observă valorile mici ce se cer conform normelor germane (VD E 0855 Teil 2/3.61 poz. 4 şi R.G.A. aprilie 1962).

În ultima coloană sînt trecute valorile recomandate la folosirea metodei de calcul propusă prin lucrare, întrucît sînt considerate ca acoperitoare drept tensiuni necesare la receptor.

Deoarece tensiunea pe care o poate asigura instalaţia de antenă depinde de valoarea impedanţei pe care se măsoară, tensiunea de calcul la receptor trebuie precizată în raport cu valoarea impedanţei de intrare a receptorului. În acest sens valorile indicate în sursele ([10], [5]) nu sînt concludente.

Este important de menţionat că la noi în ţară valoarea standardizată pentru tensiunea minimă de 1 mV la intrarea receptoarelor de televiziune este stabilită pe o impedanţă de 75 ohmi [19] (similar pentru radiodifuziune în gama undelor ultrascurte), deci acoperitor faţă de alte prescripţii.

Tabela 2

Valorile minime ale tensiunilor de înaltă frecvență, necesare la receptor (care trebuie asigurate de către instalația de antenă colectivă)

Gama de unde sau banda de emisiune		Tensiunea la receptor / Impedanța de intrare a receptorului: STAS 19	Indici proviz. DGPT 5	Norme RGA și VDE 8	Lucrare Vasilescu 11	Instrucțiuni Electronica 10	$\frac{U_r \text{ nec}}{(Zr)}$ Proiect tip IPCT 5	$\left(\frac{\text{mV}}{\Omega}\right)$ Valoarea de calcul admisă
RADIO	L	–	$\frac{0,5}{(3600)}$	$\frac{0,5}{(2500)}$	$\frac{0,5}{(2500)}$	0,5	0,25	$\frac{0,5}{(3600)}$
	M	–	$\frac{0,5}{(3600)}$	$\frac{0,5}{(2500)}$	$\frac{0,5}{(2500)}$	0,5	0,25	$\frac{0,5}{(3600)}$
	S	–	–	–	0,2	0,5	0,25	–
	US	–	$\frac{0,5}{(75)}$	$\frac{0,1}{(240)}$	$\frac{0,3}{(40)}$	0,25	0,5	$\frac{0,25}{(75)}$
TV	I II III	$\frac{1}{(75)}$	$\frac{1}{(75)}$	$\frac{1}{\text{XXX}}$		1	1	$\frac{1}{(75)}$

Notă : Valorile pentru gamele M și US se referă la emisiunile postului local sau regional, iar cele de la gama L la postul național
– Tabela prezintă o sinteză a prescripțiilor accesibile. Valorile din ultima coloană sînt cele folosite în prezenta lucrare.

Ca atare, dacă se calculează tensiunile U_r asigurate la receptor, în funcție de tensiunea la antenă, acestea trebuie raportate la 75 Ω, respectiv reduse în raport

$$U_{r\,(75\,\Omega)} = U_{r\,(300\,\Omega)}\sqrt{\frac{75}{300}} = U_r\,(300\,\Omega)\cdot\frac{1}{2}$$

unde $U_{r\,(75\,\Omega)}$ resp. $U_{r\,(300\,\Omega)}$ – tensiunile la receptor măsurate pe o impedanță $Z_r = 75\ \Omega$ resp. $Z_r = 300\ \Omega$, la putere constantă.

Aceasta înseamnă că la valorile atenuărilor (a_a) provocate de armături, trebuie adăugată în gama undelor metrice o atenuare suplimentară de – 6 dB denumită în această lucrare atenuarea de conectare antenă – fider (a_b) ; (punctul 3, relațiile 3 a, b, c).

De acest aspect nu s-a ținut seamă în nici una din lucrările menționate ([5], [6], [10]), calculul atenuărilor fiind afectat de erori.

Este de menționat că la televiziune poate apărea necesitatea unor valori mai mari pentru tensiunea de calcul minimă la abonat, și anume în zone apropiate de stația de emisie TV. În aceste zone, cîmpul puternic poate provoca o inducție directă în circuitele receptorului, ceea ce duce la apariția unei dubluri a imaginii principale în partea stîngă a ecranului. Acest efect se combate prin creșterea tensiunii aplicate la intrarea receptorului prin calea instalației de antenă.

4. 3. Folosirea graficelor la calculul tensiunilor minime

Calculul se execută pentru benzile ce interesează, de obicei în ordinea L, M, S, UE, TV I, TV II. Aplicarea metodei se ilustrează prin exemplul indicat prin săgeți în diagramele folosite. Din diagramă (fig. 4.2) se determină atenuarea totală a armăturilor, în funcție de numărul de prize de antene (n) conectate la coloana verticală și în funcție de numărul de coloane verticale (q), conectate la un distribuitor secundar.

Valoarea din diagramă conține toate atenuările pe traseul legăturii dintre antenă și receptor, pentru schemele de distribuție uzuale (inclusiv atenuarea de conectare antenă-fider a_b, pentru unde metrice) adică

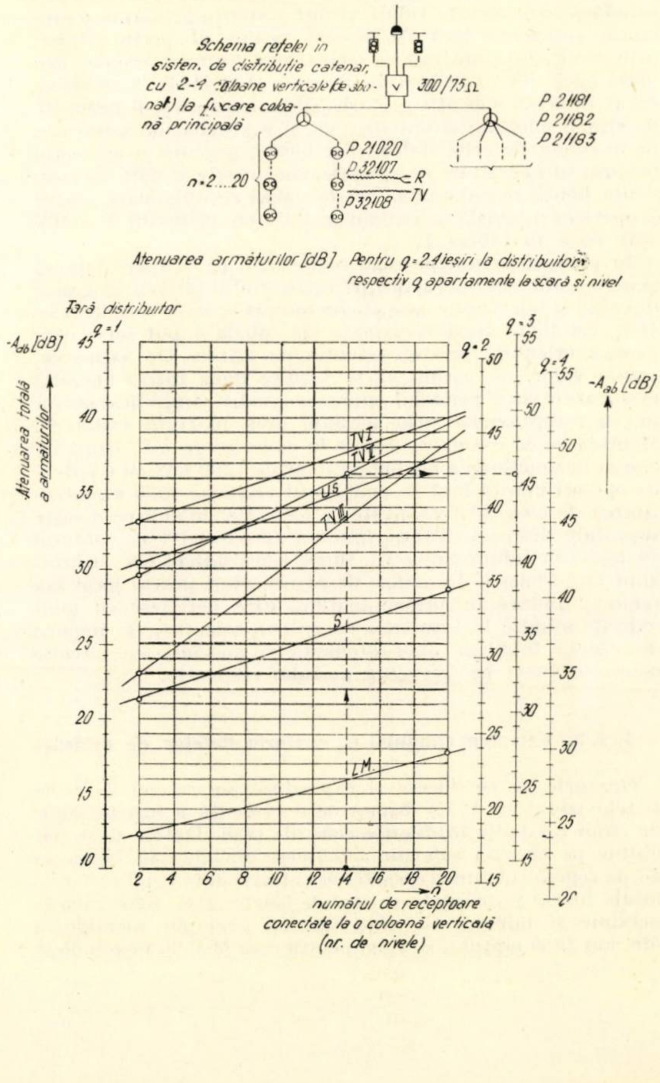
$$a_{ab} = a_s + a_q + (n-1)\,a_t + a_d + a_b. \qquad (9)$$

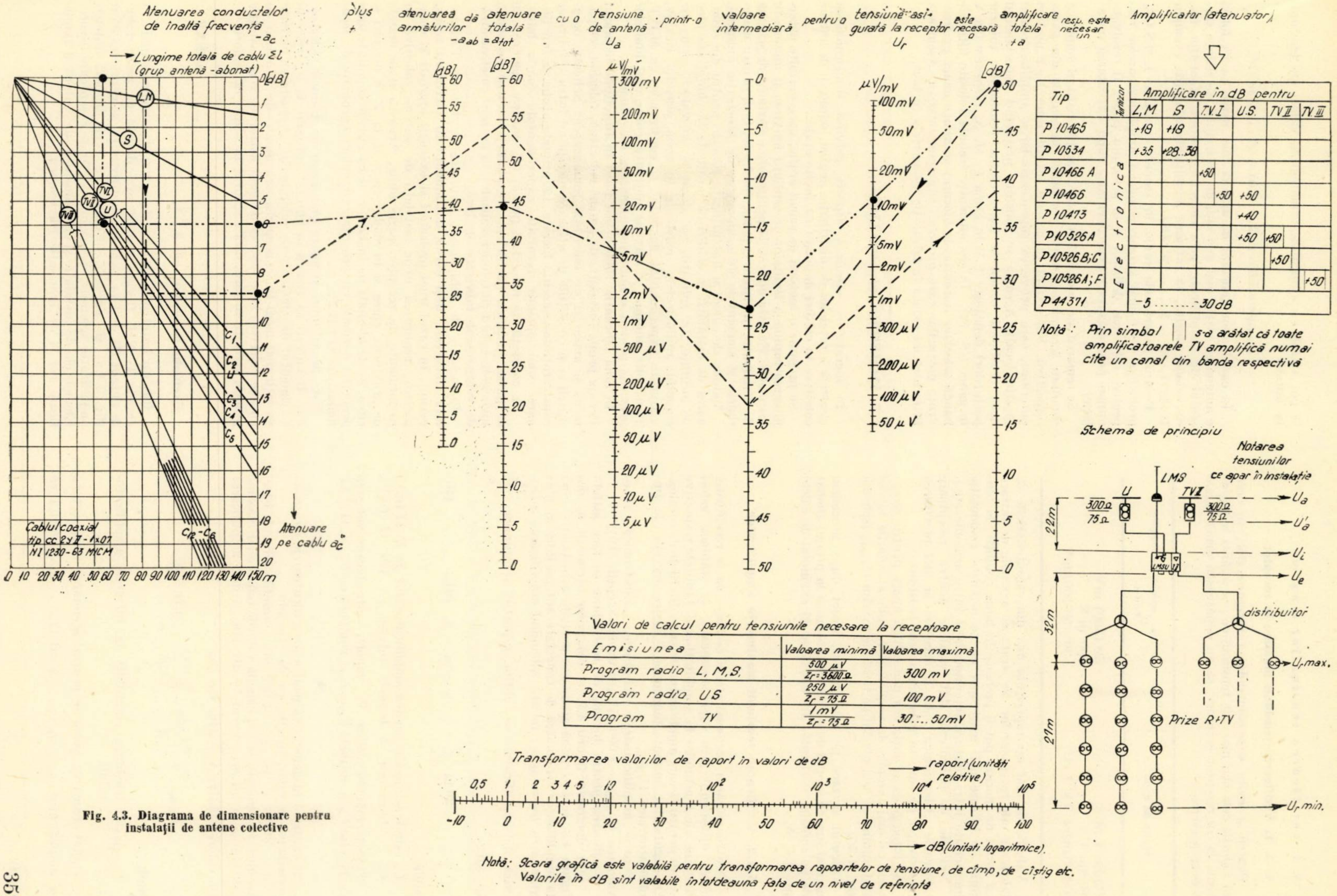
În cazul unor scheme cu distribuitor principal, la valoarea de mai sus se va adăuga atenuarea a_p (resp. $a_p - a_s$ dacă se folosește o singură ieșire la amplificator).

În continuare se trece în foaia de dimensionare figura 4.3. Scările grafice se folosesc pe rînd, de la stînga la dreapta. Utilizarea diagramelor este explicată prin textele din partea de sus a foii trecute în dreptul fiecărei scări grafice, precum și prin exemplul indicat cu linie punctată.

Drept rezultat se obține din ultima scară grafică („amplificarea totală") valoarea amplificării minime necesare în dB, pentru fiecare gamă de unde (banda de frecvență) în parte. Din tabela amplificatoarelor se alege apoi amplificatorul potrivit, cu amplificarea cunoscută. În final rezultă direct tensiunea în mV la receptorul cel mai defavorizat $U_{r\,min}$ (schema din fig. 4.3).

Fig. 4.2. Diagrama pentru calculul atenuării datorită armăturilor





Tip	Furnizor	Amplificare în dB pentru					
		L,M	S	T.V. I	U.S.	TV II	TV III
P 10465	Electronica	+18	+18				
P 10534		+35	+28...38				
P 10466 A				+50			
P 10466				+50	+50		
P 10473					+40		
P 10526 A					+50	+50	
P 10526 B;C						+50	
P 10526 A;F							+50
P 44371		−5 .... −30 dB					

Notă: Prin simbol | | s-a arătat că toate amplificatoarele TV amplifică numai cîte un canal din banda respectivă

Valori de calcul pentru tensiunile necesare la receptoare

Emisiunea	Valoarea minimă	Valoarea maximă
Program radio L, M, S.	$\frac{500\ \mu V}{Z_r = 3600\ \Omega}$	300 mV
Program radio US	$\frac{250\ \mu V}{Z_r = 75\ \Omega}$	100 mV
Program TV	$\frac{1\ mV}{Z_r = 75\ \Omega}$	30.... 50 mV

Notă: Scara grafică este valabilă pentru transformarea rapoartelor de tensiune, de cîmp, de cîştig etc. Valorile în dB sînt valabile întotdeauna faţă de un nivel de referinţă

Fig. 4.3. Diagrama de dimensionare pentru instalaţii de antene colective

4. 4. Verificarea tensiunilor maxime

4. 4. 1. Verificarea tensiunii maxime la receptor

Pentru a evita supracomandarea receptoarelor, se cere ca valorile cele mai mari ale tensiunii ce pot apărea în instalaţie, la un receptor oarecare, să nu depăşească următoarele valori prescrise:

Gama de unde	Teniunea max. admisă la receptor $U_{r\,adm}$.
Radio L.M.S.	300(500) mV
Radio US	100 m V
Televizoare TV I.III	30—50/100/ mV

Valorile de mai sus reprezintă una din caracteristicile de fabricaţie ale receptoarelor. Se arată că semnale de intrare cu astfel de mărimi pot fi preluate în bune condiţii; la tensiuni de intrare mai mari apar efecte nedorite (modulaţie încrucişată între posturi, intermodulaţie între armonie etc.).

Valorile în paranteză sînt valabile pentru receptoare fabricaţie „Electronica". Ar fi necesară şi aici precizarea impedanţei pe care se măsoară aceste tensiuni.

Se înţelege că situaţia cea mai critică apare pentru receptorul cel mai apropiat de amplificator, unde atenuările reţelei sînt minime şi deci nivelul de tensiune maxim $U_{r\,max}$ (schema fig. 4.3.).

Calculul se face pe cale grafică, exact după procedeul de mai sus, cu scopul de a verifica tensiunea la primul abonat de pe coloana verticală. În anexă se dă exemplul de calcul nr. 4.4. A.

4.4.2. Verificarea tensiunii maxime la amplificator

Pentru evitarea aceloraşi efecte nedorite ca la receptoare, adică distorsiuni prin supracomandare, se stabilesc valori maxime ale tensiunilor la amplificatoare. Limitele respective se iau pentru fiecare amplificator în parte din filele de catalog. De regulă sînt normate tensiunile de ieşire maxime ale amplificatoarelor $U_{e\,adm}$.

Pentru amplificatoarele fabricaţie „Electronica" avem valoarea $U_{e\,adm} = 1\,000$ mV (cu unele excepţii, [10]).

Verificarea pentru benzile de televiziune se face astfel:

Din diagrama figurii 4.2. şi diagrama atenuării a_c din figura 4.3. se determină atenuarea parţială a instalaţiei pînă la amplificator (atenuarea de conectare antenă-fider a_t plus atenuarea fiderului a_c) în dB. Adăugînd amplificarea introdusă de amplificator se obţine raportul tensiunilor $\frac{U_e}{U_a}$ în dB.

$$20 \lg \frac{U_e}{U_a} = -\,a_c - a_b + a \quad \text{(dB)} \qquad (10)$$

unde

U_e este tensiunea la ieşirea amplificatorului pe 75 Ω (mV)
U_a — tensiunea la bornele antenei pe 300 Ω (mV).

Transformăm în valori de raport, introducem valoarea reală a lui U_a şi obţinem U_e, care se compară cu $U_{e\,adm}$ (4.5 A).

★

Se remarcă în general că pentru amplificatoarele cu caracteristicile de valori uzuale, ca de exemplu

$a = 50$ dB şi $U_{e\,adm} = 1\,000$ mV (amplificatoarele Electronica, în general), se pot calcula valorile tensiunilor maxime admisibile la intrare. Avem 50 dB 316, şi deci amplificarea în valori relative $A \hat{=} 316$. De aici:

$$U_{i\,adm} = \frac{U_{e\,adm}}{A} = \frac{1\,000}{316} = 3{,}16 \text{ mV},$$

unde

$U_{i\,adm}$ este tensiunea admisibilă la intrarea amplificatorului.

Ţinînd seamă că avem în general atenuarea între antenă şi amplificator $a_c + a_b \hat{=} 7\ldots8$ dB (2,2... 2,5) rezultă că se pot stabili ca admisibile următoarele valori ale tensiuni la antenă:

$$U_{a\,adm} = 3{,}16.\ (2{,}2\ldots 2{,}5) = (7\ldots 8) \text{ mV}.$$

În cazul unor tensiuni de antenă mai mari, se va folosi o antenă cu cîştig mai mic sau, de preferinţă, se reduce surplusul de amplificare prin conectarea unui atenuator fix, de valoare dorită, la intrarea amplificatorului (de exemplu P 44371, cu — 5... — 30 dB).

Pentru programele radio în gamele undelor L.M.S.US, problema verificării supracomandării amplificatoarelor respective este mai delicată şi în principiu poate fi rezolvată numai prin măsurări experimentale, după executarea instalaţiei.

Se remarcă aici particularitatea că amplificatorul amplifică simultan semnalele tuturor posturilor de emisie din gama respectivă. Vor exista în general întotdeauna 1—2 posturi puternice, care provoacă supracomandarea amplificatorului (postul local). Aceasta se constată măsurînd experimental dacă tensiunea totală la ieşire (suma tensiunilor tuturor posturilor) depăşeşte 1 V în gama L, M, S, respectiv 0,8 V în gama US. [8]. În caz afirmativ trebuie folosite filtre de bandă selective (circuite de blocare) acordate exact pe frecvenţa posturilor care provoacă supracomandarea. Asemenea filtre încă nu există în fabricaţie industrială în ţară.

5. ÎNCHEIERE ŞI CONCLUZII

În lucrare se studiază aspecte privind dimensionarea electrică a reţelelor de distribuţie pentru instalaţii de antene colective în clădiri de locuit cu multe etaje.

Se propune o metodă de calcul grafic, care permite determinarea rapidă a limitelor de tensiuni maxime şi minime în instalaţie. Ea este aplicabilă pentru orice variantă de schemă de distribuţie în sistem catenar, fiind adoptată pentru materialele şi elementele de echipament de fabricaţie indigenă.

Metoda de calcul a fost utilizată practic pentru dimensionarea de instalaţii în clădiri de locuit de tip hotel sau bloc de locuinţe. În aplicaţii, s-a plecat de la valorile reale ale cîmpului radioelectric existente în zona oraşului Braşov, măsurate experimental de autor şi confirmate de M.P.T. Tensiunile minime şi maxime obţinute corespund limitelor prescrise pentru o bună funcţionare a receptoarelor.

În luna februarie 1966 a fost pusă în funcţiune în oraşul Braşov prima instalaţie de antenă colectivă, folosind echipament şi material de fabricaţie românească. Schema, parametrii ei şi condiţiile de utilizare corespund întru totul celor considerate în prezenta lucrare. La primele probe de funcţionare s-au obţinut rezultate experimentale foarte bune.

Se constată că nu există piedici de natură tehnică, ce ar putea justifica insuficienţa răspîndirii acestor instalaţii, invocîndu-se indicii tehnici realizabili în prezent cu elementele de echipament fabricate în ţară.

Elementele de echipament furnizate de Uzinele Electronica Bucureşti, deşi există deocamdată în sortiment redus, permit, în cazul unei proiectări şi execuţii îngrijite şi competente, realizarea unor instalaţii de antene colective cu performanţe de recepţie foarte bune. Aceasta şi în oraşele de provincie, chiar şi în clădiri cu pînă la 7—8 niveluri şi circa 70 de abonaţi pe instalaţie, dacă există condiţiile unei acoperiri normale cu program, cu valori apropiate de recomandările O.I.R.T.

Este de aşteptat şi apare ca necesar ca Uzinele Electronica Bucureşti să treacă în viitorul apropiat la o lărgire în sortimentul de elemente de echipament. Aceasta va permite variaţii mai largi în conceperea schemelor de instalaţii de antene colective R + TV, satisfăcînd astfel toate necesităţile practic apărute în ţară, fără a recurge în viitor la import.

ANEXE

Exemplu de calcul nr. 3.1.A.

Într-un hotel p + VII cu circa 200 de camere situate la etajele I—VII, fiecare cameră este dotată cu priză dublă de antene (R + TV). Schema de distribuţie se consideră dată (fig. 3.1.a) şi prevede instalarea a trei grupuri antenă-amplificator separate, deservind 60—70 de receptoare fiecare. Elementele de instalaţie şi echipamentul de antenă şi amplificare vor fi de fabricaţie Electronica.

Se examinează în continuare grupul 2 ale cărui date inițiale, conform schemei, sînt următoarele :

$n = 14$ (pentru coloanele cu 2 prize pe nivel), respectiv col. 11–12 și 23–24 ;

$n' - 7$ respectiv 4 (pentru coloanele cu 1 priză de nivel) respectiv col. 27 și A.O. ;

$q = 3$

$s = 2.$

Deci numărul de receptoare deservite

$$N_{grup\ 2} = [(q - 1)_r + n'] = 2\left(2{,}14 + \frac{7 + 4}{2}\right) = 67$$

receptoare.

Lungimile de cablu rezultă din schemă.

Se cere :

— Calculul analitic (conf. pct. 3 din lucrare) al atenuărilor introduse de rețea la recepționarea programelor radio L, M, S. US și televiziune canal 5 (TV II) și canal 6 (TV III).

— Verificarea condițiilor de compensare a atenuărilor prin aplicările disponibile date de grupul de amplificare.

Rezolvare : Pentru claritate, calculul este dat sub formă de tabelă (tabela 1 A). Pentru verificare s-a ales coloana cea mai lungă și cea mai încărcată din grupul 2 (coloana 11–12).

Din examinarea valorilor finale obținute în tabela 1 A apare că, în gamele de radio S, US și de televiziune, rezultatele ar fi nesatisfăcătoare ; aceasta, deoarece atenuările în rețea depășesc amplificarea disponibilă și deci ultimii abonați primesc tensiuni prea mici.

La prima vedere, s-ar părea că schema aleasă nu ar corespunde, respectiv rețeaua ar fi subdimensionată din punct de vedere electric. Ar fi, deci, necesară restudierea ei în sensul reducerii numărului de receptoare, folosirii unor echipamente cu amplificări mai mari sau a unor materiale (cablu coaxial, armături), cu atenuări mai reduse. Ultimele soluții ar impune recurgerea la import. În plus, recalcularea altor variante de schemă presupune un volum apreciabil de calcul.

Exemplu de calcul nr. 4.3.A.

— Se consideră instalația anterioară, pentru hotel, din exemplul 3.1.A.

— Pentru canalul 5 de televiziune se folosește o antenă Y A G I cu trei elemente, avînd cîștigul G = 5,5 dB.

— Cîmpul util pe canalul 5 TV, măsurat la înălțimea acoperișului, are valoarea :

$$E_u = 64 \text{ dB}.$$

Se cere lungimea totală de cablu $\Sigma\, 1 = 85$ m (vezi schema 3.1.A). Să se dimensioneze instalația de antenă pentru canalul 5 TV.

Rezolvare

Avem din figura 4.2. pentru :

$n = 14$ prize la o coloană verticală

$q = 3$ coloane secundare

o atenuare datorită armăturilor de

$- a_{ab} = 45{,}8$ dB.

În nomograma a_c din figura 4.3. rezultă

$- a_c = 8{,}8$ dB (atenuarea cablului)

care, împreună cu valoarea

$- a_{ab} = 45{,}8$ dB fixată pe scară „atenuarea armăturilor'' (valoarea găsită anterior din figura 4.2) prin prelungirea dreptei ne dă „atenuarea totală''

$- a_{tot} = 54{,}5$ dB.

Pentru a trece mai departe, calculăm mai întîi tensiunea disponibilă la antenă.

Transformarea valorilor din dB ne dă pentru

— cîștigul antenei $g = 1{,}9$

— cîmpul util $E_u - 3{,}2$ mV/m.

Înălțimea efectivă a antenei o avem conform tabelei de la pct. 4.1. sau din relația (7a)

$$h_{ef} = \frac{\lambda_{med}}{\pi} = \frac{3{,}13}{3{,}14} \cong 1 \text{ m},$$

unde

$\lambda_{med} = 3{,}13$ m este lungimea de undă medie pentru canalul 5 (frecvența medie 96 MHz).

Rezultă tensiunea de antenă disponibilă (rel. 6 cu 6 a)

$$U_a = E_u \cdot h_{ef} \cdot g = 3,\ 2.1.\ \ 1{,}9 = 6{,}08 \text{ mV}.$$

Pornind de la valoarea $- a_{tot} = 54{,}5$ dB în linie dreaptă peste punctul determinat pe scara „tensiunea de antenă'' de valoare

$$U_a = 6 \text{ mV}$$

se ajunge la un punct auxiliar „33,2'' pe scara „valoarea intermediară''.

Apoi se unește acest punct auxiliar cu valoarea minimă a tensiunii de calcul, necesară la abonat, aici $U_r\, nc = 1$ mV (pentru televiziune).

Calculul atenuărilor pentru rețeaua fig. 3.1.a (distribuție catenară echipament Electronica) *Tabela 1 A*

Programul Frecvența	(gama de unde) (banda de frecvență)	MHz	U.L.M. 0,15–1,6	S 5–20	US 69,5	TV c 5 96	TV c 6 178
Denumirea elementului	Cantitatea și tipul	Felul atenuării	atenuarea in dB				
Bucla pentru adaptarea antenă-fider	300 Ω → 75 Ω	a_b	—	—	− 6	− 6	− 6
Fider antenă	22 m × CC2YII	a_c	− 0,2	− 0,9	− 2	− 2	− 3,4
Două ieșiri în paralel la amplif.	75 Ω/75 Ω	a_s	− 4	− 4	− 4	− 4	− 4
Distribuitor cu trei ieșiri	1 × P 21183	a_q	− 9,6	− 9,6	− 9,6	− 9,6	− 9,6
Coloană distribuitor prima priză	32 m × CC 2 Y II	a_c	− 0,3	− 1,3	− 2,9	− 3,1	− 4,9
Coloană verticală	27 m × CC 2 Y II	a_c	− 0,3	− 1,1	− 2,4	− 2,9	− 4,1
Prize-trecere	13 × P21020	at	− 3,9	− 3,9	− 5,2	− 7,1	−10,8
— derivație	1 × P21020	a_d	− 8	−18	−20	−19,8	−13,2
Total atenuare		a_{tot}	−26,3	−38,8	−52,1	−54,5	−56
Amplif. LMS	P. 10534	a	+35	+38			
Amplif. US	P. 10473	a			+40		
Amplif. TV II	P. 10625 C	a				+50	
Amplif. TV III	P. 10512 E	a					+50
Rezervă de amplificare		a_{tol}	+a +87	− 0,8	−12,1	− 4,5	− 6

Notă : Pentru canalul 3, valorile sînt foarte apropiate de cele ale canalului 5.
— Se verifică col. 11–12 pînă la ultimul abonat

Cîmpul util de radio unde US şi televiziune în cartierele oraşului Braşov *Tabela 2 A*

Datele măsurătorii						
Nr.	Cartier	Locul (adresa)	h_m	US 4,5 m–Post. cca 67 MHz	TV c.3-Post. 77,25 MHz purtător im.	TV. c. 5. Harghita 93,25 MHz purtător im.
1	Steagul Roşu	Bl. Str. Berzei	P + 4	2,5	0,5–1	1,5–5
2	Steagul Roşu	în cîmp	o m	0,45–0,55	0,3–0,35	1,3–1,5
3	Steagul Roşu	Bl.	P + 4	0,55–0,9	0,15–0,5	6–14
4	Steagul Roşu	Bl.	P + 4	1–1	0,5–0,7	1–1,3
5	Gara nouă	Bl.	p + 8	0,55–1,5	0,22–0,4	1,3–6
6	Gara nouă	Bl. 22	P + 4	0,9–2,3	0,4–0,9	3–7
7	Blumăna	Sediu DSAPC	P + 8	0,02–0,11	0,18–0,25	5,5–10
8	Tractorul	Bd. Andrei Proth	P + 2	1,5–3,5	0,8–1,5	5,5–10
9	Bartolomeu	Stadion	10 m	3,5–5,5	1–1,5	4–6
10	Warthe	Drumul filozofilor	0 m	0,9–1,5	0,15–0,3	8–11
11	Centru	Hotel Carpaţi nou	P + 8	0,9–2,5	0,25–1,3	1,8–6
12	Centru	Dealul melcilor	0 m	1,8–2,8,	1,5–2	21–60

Observaţii : Toate măsurătorile s-au executat pe direcţia de intensitate maximă a cîmpului.

– Limitele de variaţie din tabelă corespund valorilor minime şi maxime obţinute în general la o deplasare pe orizontală de 1–4 m. pe direcţia principală de recepţie.

– În coloana „h" s-a trecut înălţimea de la sol la care s-a executat măsurătoarea, fie în metri, fie numărul de niveluri ale blocului pînă la acoperişul terasă.

– La măsurătoarea nr. 12, valoarea mare obţinută pentru canalul 5 TV se explică prin efectul de reflector al dealului Timpa şi poziţia degajată a vîrfului dealului, pe care s-a executat măsurătoarea.

Date de sinteză privind valorile cîmpului util în zona oraşului Braşov *Tabela 3 A*

Canalul emisiei radiofonice sau de televiziune	Valorile cîmpului util D (mV/m)				
	minime conform C.I.R.T.	conform datelor M.P.T.	conform bibliografiei	măsurate experimental	admise în lucrarea de faţă
L 1935 m – Bod	10–50	"corespunzător"	peste 100	—	150
M 202 m – Braşov	10	"corespunzător"	—	—	15
S –	—	—	—	—	—
US 4,5 m – Postăvar	1	—	—	sub 0,05–5,5	1
TV II c.3. Postăvar	5	—	—	0,15–1,5	1
TV II c.5. Harghita	5	0,1–12	—	1 –10	4
TV III c.6.	5	—	—	—	5

Prelungirea acestei drepte se fixează pe ultima scară din dreapta („amplificarea totală"), rezultatul final, adică amplificarea necesară, fiind :

$$+ a = 39 \text{ dB}.$$

Se alege un amplificator TV tip P 10526 C, pentru canalul 5, avînd amplificarea 50 dB.

Unind punctul auxiliar „33,2" cu valoarea de 50 dB de pe ultima scară, rezultă că se asigură o tensiune la receptor

$$U_{r\,min} = 3{,}5 \text{ mV},$$

pentru abonatul în poziţia cea mai defavorabilă (ultimul din coloana 11–12). Toate receptoarele aflate mai aproape de amplificator vor dispune de tensiuni mai mari, deci de condiţii de recepţie mai favorabile.

Exemplu de calcul nr. 4.4.A.

Pentru instalaţia de antenă R + TV din exemplele precedente, avînd aceeaşi valoare a tensiunii de antenă U = 6 mV se cere să se verifice valoarea maximă a tensiunii la receptor, pentru canalul 5 TV.

Rezolvarea

Plecînd de la valorile $n = 1$; $\Sigma 1 = 55$ m, se obţin următoarele rezultate, în nomogramele din figurile 4.2 şi 4.3. :

– atenuarea armăturilor $a_{ab} = -38{,}5$ dB
– atenuarea cablului $a_c = -6$ dB
– atenuarea totală $a_{tot} = -44{,}5$ dB
– valoarea intermediară $= 26{,}8$
– tensiune la receptor $U_{r\,max} -$ 11 mV.

Se vede că valoarea $U_{r\,max}$ este sub limita admisă, de 30 mV, deci televizorul primului abonat nu va fi supracomandat.

În cazul în care la un număr de receptoare TV tensiunea $U_{r\,adm} = 30\ldots50$ mV va fi depăşită, abonaţii respectivi vor fi vizaţi spre a-şi conecta aparatele lor la instalaţia de antenă prin intermediul atenuatorului fix $\frac{1}{10}$ (–20 dB) cu care sînt dotate în prezent din fabrică majoritatea aparatelor

Exemplu de calcul nr. 4.5.A

Instalaţia considerată în exemplele anterioare. Date : lungimea fiderului antena – amplificator $1 = 22$ m ; tensiunea la antenă, pentru canal 5, $U_a = 6$ mV. Avem :

$$a_b = -6 \text{ dB}$$

$$a_c = -2{,}3 \text{ dB}$$

$$20 \log \frac{U_e}{U_a} = -6 - 2{,}3 + 50 = +41{,}7 \text{ dB}.$$

Transformăm : $41{,}7 = 40 + 1{,}7 \triangleq 100,\ 1{,}22 = 122,$

$$U_e = 122 \cdot U_a = 122 \cdot 6 = 730 \text{ mV}.$$

Întrucît pentru amplificatorul folosit P 10526 C avem $U_{e\,adm} = 1\,000$ mV, înseamnă că acesta nu va fi supracomandat.

Bibliografie

[1] Grudinskaia G. P. : *Propagarea undelor ultrascurte.* Bucureşti, Editura tehnică, 1959.
[2] Bucurescu Maria : *Recepţia emisiunilor de televiziune la mare distanţă.* Bucureşti, Editura tehnică, 1959.
[3] Zaghik S. E. şi Kapcinski L. M. : *Antene de recepţie pentru televiziune.* Bucureşti, Ed. tehnică, 1961.
[4] Statnic E. : *Recepţia emisiunilor de televiuziune la mare distanţă. Bucureşti,* Ed. tehnică, 1963.
[5] Leoveanu Gh. : *Instalaţii de recepţie colectivă a emisiunilor radio şi televiziune.* Bucureşti, proiect directiv IPCT nr. 1224, mai—septembrie, 1965.
[6] Vasilescu I. şi Zamfir Gh. : *Antene colective.* Bucureşti, Editura tehnică, 1963.
[7] Siemens : *Empfangsantennen fur Hörfunk und Fernsehen.* Teileliste 14 und Nachtrag 1. München 1964—1965.
[8] Siemens : *Gemeinschafts-Antennenanlage fur die Wellenbereiche LMKU FI und III.* Bauenleitung, Munchen, f.a.
[9] Wicht K. : *Comunity Antenna System for Over 1 000 Outlets.* In Siemens Review (extras f.a.)
[10] * * * : *Instrucţiuni pentru montarea elementelor componente ale instalaţiilor de antene colective radio şi TV.* Bucureşti, Uz. Electronica, 1966
[11] Vasilescu. I. : *Antene colective.* ,Telecomunicaţii", 1961. nr. 6, p. 260—267
[12] Fratu IL : *Instalaţii de antene colective.* ,,Telecomunicaţii", 1964, nr. 4, p. 158—165
[13] Boerescu C. : *Noul emiţător de radiodifuziune sonoră pe unde kilometrice.* ,,Telecomunicaţii", 1966, nr. 1, p. 3—8
[14] Vilbig F. : *Lehrbuch der Hochfreuenztechnik.* Leipzig. Akademische Verlagagesellschaft, 1942
[15] Zamfir Gh. şi Pleşoianu T. : *Perturbaţii radio şi înlăturarea lor.* Bucureşti, Editura tehnică, 1966.
[16] * * * : *Antene de televiziune* (traducere din Radio nr. 4 aprilie 1961), *Antene de emisie şi recepţie pentru unde metrice pentru radiodifuziune şi televiziune.* Culegere de material documentar Bucureşti, I.D.T. 1962, p. 122.
[17] * * * : *Antene de emisie şi recepţie pentru unde metrice pentru radiodifuziune şi televiziune.* Bucureşti I.D.T. 1962, p. 76.
[18] Şerbu C. : *Construcţii radio. Antene de radio şi televiziune.* Bucureşti, Editura tehnică, 1966.
[19] * * * : Stas 6454—61. *Antene de recepţie pentru televiziune.* Condiţii generale.

STUDII ŞI CERCETARI

Betoane aparente decorative cu agregate naturale

Ing. R. Constantinescu, ing. M. Angelescu, arh. M. Lecca
INCERC

Utilizarea betonului aparent ca finisaj al construcţiilor este din ce în ce mai des întîlnită, constituind o preocupare majoră a arhitecţilor şi constructorilor de pretutindeni. Aproape că nu există publicaţie de specialitate în care să nu se fi tratat în ultimii ani problema betoanelor aparente. În paginile acestor publicaţii sînt arătate realizările obţinute şi concluziile la care s-a ajuns prin varietatea betoanelor aparente decorative, descriindu-se mai mult sau mai puţin amănunţit şi tehnologia confecţionării lor.

Dacă realizarea unor suprafeţe de betoane obişnuite aparente, lise, fără defecte (bule, segregări, pete) nu a putut fi încă obţinută, şi constituie în continuare teme de studii pentru institutele de cercetări şi preocupări ale congreselor internaţionale ale betoanelor, în schimb betoanele aparente decorative au ajuns într-un stadiu foarte avansat de utilizare în mai toate ţările, fie la clădiri unicate, fie în prefabricate pe linia industrializării.

Pentru betoanele decorative cu agregate naturale, metodele curente întrebuinţate pentru obţinerea lor sînt: spălarea, perierea, decaparea cu acizi, buciardarea sau sablarea suprafeţelor de beton, pentru a face să apară agregatele din compoziţia betonului sau a stratului special de finisaj aplicat pe suprafaţa piesei de beton. Acest strat de finisaj poate să fie din pietriş obişnuit de rîu sau de cariere speciale, din spărturi de roci diferit colorate în granulozităţi discontinue.

La noi în ţară — printre alte finisaje de faţade — s-a pus recent şi problema utilizării betonului decorativ ca finisaj în construcţii, începîndu-se unele studii de laborator şi atelier (INCERC 1963 — 1964, IPCMC 1965). Pe baza acestor cercetări, I. P. Progresul a trecut la aplicarea lui cu titlu experimental la o serie de blocuri de locuinţe din panouri mari de beton, la complexul de locuinţe din cartierul Balta Albă — Bucureşti, iar la I.P. Militari s-au executat unele panouri experimentale în vederea utilizării acestor finisaje pe şantiere.

Din datele obţinute din revistele de specialitate asupra tehnologiei, concluziilor trase şi recomandărilor făcute asupra acestor betoane decorative, din referatele întocmite de delegaţii INCERC asupra vizitelor făcute în străinătate la diferite firme producătoare de elemente de beton decorativ, cît şi din studiile preliminare întocmite de INCERC şi IPCMC, s-au putut extrage o serie de indicaţii care au format baza de pornire a unor cercetări ştiinţifice aprofundate în domeniul realizării şi aplicării betoanelor decorative.

A. BETOANE APARENTE DECORATIVE CU AGREGATE NATURALE OBŢINUTE PRIN SPĂLARE CU APĂ ŞI DECAPARE CU SOLUŢII DE ACID CLORHIDRIC ÎN TEHNOLOGIA TURNĂRII PANOURILOR CU FAŢA FINISATĂ LA PARTEA SUPERIOARĂ

Stabilirea recepturilor corespunzătoare

În continuarea studiilor întreprinse de INCERC, s-au făcut o serie de cercetări de laborator pentru a se determina metoda cea mai eficientă pentru a se obţine o suprafaţă de beton decorativ prin scoaterea în evidenţă a agregatelor naturale, decapîndu-se suprafeţele de beton cu ajutorul soluţiilor de acid clorhidric şi spălare cu apă.

Experimentările s-au axat pe următoarele premize :

— Obţinerea suprafeţei decorative prin :

a) decaparea suprafeţelor de beton de structură obişnuită a panourilor mari de faţadă, după procesul de priză normală sau după supunerea piesei de beton tratamentului termic industrial ;

b) aplicarea pe piesele de beton a unui strat decorativ din diferite reţete de mortar de ciment — RIM 200 sau ciment alb — cu agregate avînd granulozitate discontinuă, şi decaparea prin spălare şi aplicare de soluţii de acid clorhidric în diferite ipoteze de variaţii de timp şi procedee de întărire a betonului.

Pentru o mai judicioasă desfăşurare a experimentărilor, în scopul determinării tehnologiei de realizare a betoanelor decorative, ele s-au efectuat în două etape.

În etapa I s-au făcut încercări preliminare care au servit la stabilirea aproximativă a reţetelor şi a celor mai adecvate procedee.

În etapa a II-a s-a trecut la îmbunătăţirea reţetelor şi procedeelor şi de asemenea la studierea compoziţiilor corespunzătoare stratului de finisaj, cît şi la confecţionarea unor machete cu structură similară panourilor obişnuite pentru pereţi, avînd însă parament decorativ.

Din etapa I se vor prezenta cîteva experimentări preliminare mai concludente care au permis selecţionarea reţetelor şi tehnologiei pentru aprofundarea studiului în etapa a II-a.

Primele experimentări au fost făcute cu epruvete confecţionate din beton B 250 cu ciment RIM 200, similar dozajului utilizat pentru panourile mari ale blocurilor de locuințe executate de fabrica de prefabricate I. P. Progresul. O parte din epruvete au fost supuse unui tratament termic identic cu cel din fabricile de prefabricate, iar o parte lăsate să facă priză normală la temperatura atelierului (23°C). Și unele și altele au fost decofrate după 24 ore și supuse aceluiași tratament de decapare, și anume :

— o parte din epruvete s-au frecat atît cu peria de paie cît și cu peria de sîrmă, cu o soluție de HCl concentrație 10%. Operația repetată de 2—3 ori nu a dat rezultate;

— celelalte epruvete s-au prelucrat cu soluție HCl concentrație 20%, aplicată insistent și repetată de 3—4 ori; soluția de acid nu a atacat cimentul decît foarte superficial la epruvetele tratate termic, iar la cele cu priza normală s-a reușit să se obțină o slabă apariție a agregatului.

Din rezultatele negative obținute s-a putut constata că betonul, în dozajul utilizat pentru confecționarea panourilor mari, nu poate da prin decapare o suprafață decorativă corespunzătoare.

Aceasta a făcut ca restul cercetărilor să se limiteze la găsirea unui strat decorativ adecvat, care, aplicat pe suprafața panourilor de beton, să poată fi pus în valoare prin decapare.

S-au efectuat în acest sens o serie de experimentări cu diferite rețete de mortare în a căror compoziție au intrat ciment RIM 200 sau ciment alb, pietriș de rîu în granulația 7 — 15 sau cribluri de marmură, nisip 0 — 3 mm sau nisip Aghireș 0—1 mm, toate acestea în proporții variabile și cu factorul apă : ciment între 0,45 și 0,55. Decapările s-au făcut cu soluții de HCl în concentrații variabile de la 10% pînă la 20% și apoi prin spălare cu apă, sau decapare directă cu apă și apoi curățire cu soluție slabă de acid clorhidric (concentrație 5 la 10%). Timpul de întărire a epruvetelor înainte de realizarea decapajului a variat între 20 ore și 4 ore.

De asemenea s-a experimentat și procedeul ca într-un strat de mortar confecționat din 0,500 kg ciment RIM 200 sau ciment alb, 1,250 kg nisip 0—3 mm și 0,330 litri apă să se presare pietriș 7—15 sau criblură de marmură, bine înglobate în mortar prin batere. Decaparea s-a efectuat după 20 de ore cu o soluție de 18% HCl și spălare cu apă sau la început spălare cu apă din abundență prin frecare ușoară cu peria de paie și apoi curățire cu o soluție slabă de HCl.

Ca urmare a încercărilor preliminare din etapa I s-au putut face următoarele observații :

1. Aspectul decorativ se îmbunătățește prin folosirea cimentului alb în locul cimentului RIM 200.

2. Folosirea nisipului de Aghireș îmbunătățește de asemenea aspectul. În cazul cînd se dispune de un nisip de rîu 0—3 mm destul de curat, atunci îmbunătățirea aspectului, prin înlocuirea lui cu nisip de Aghireș, este foarte puțin sensibilă.

3. Pentru a se asigura o bună adeziune a agregatului decorativ :

— dozajul de ciment RIM 200 de 300 kg/m³ este suficient; el poate fi mărit la 400 kg/m³ pentru cimentul alb în vederea măririi adeziunii agregatului, constatîndu-se că la acest dozaj nu se produc contracții care să ducă la fisurare;

— pietrișul, în cazul cînd se aplică prin batere în mortar, trebuie să fie bine împlîntat, așa încît să fie acoperit de laptele de ciment.

4. Scoaterea în evidență a agregatului decorativ, prin decapare cu soluții de acid clorhidric după o întărire de 24 de ore sau după tratament termic, necesită frecarea cu peria și aplicarea soluției în concentrație pînă la 18% de 2—3 și chiar de 4 ori (de fiecare dată necesitînd frecarea cu peria și spălare ulterioară cu apă). Din cauza acestui procedeu greoi s-a ajuns la soluția ca decaparea să fie efectuată după 4 ore de la turnarea stratului decorativ. Operația devine și mai ușoară prin spălare abundentă cu apă după circa 4 ore de la turnare, apoi după 24 ore prin spălare cu o soluție slabă de HCl (5—10%) și din nou cu apă.

Stratul decorativ cu cel mai frumos aspect a fost obținut prin folosirea unui beton din ciment alb și pietriș spălat 7—15 mm cu nisip de Aghireș (0—1 mm). Un aspect decorativ acceptabil s-a obținut și prin folosirea cimentului RIM 200, în locul cimentului alb, și a nisipului spălat 0—3 mm, în locul nisipului de Aghireș.

Atît în cazul folosirii cimentului alb sau a cimentului RIM 200, cît și a nisipului de Aghireș sau a nisipului spălat 0—3 mm, cea mai corespunzătoare rețetă a fost :

— ciment alb (ciment RIM 200)	400 kg/m³
— nisip de Aghireș (nisip spălat 0—3 mm)	210 kg/m³
— pietriș 7—15 mm	1 500 kg/m³
— raport a/c	0,45.

Alegerea rețetei s-a făcut concomitent cu rezultatul determinărilor fizico-mecanice pe betoane cu ciment alb și agregat discontinuu (nisip Aghireș 0—1 mm și pietriș 7—15 mm) și a cercetărilor termotehnice pe panouri finisate cu un astfel de strat decorativ.

Determinări fizico-mecanice

Betonul decorativ, confecționat cu dozajul arătat mai sus, a fost supus la cercetări pentru determinările principalelor caracteristici fizico-mecanice, și anume :

— rezistența la compresiune;
— absorbția de apă;
— permeabilitatea la apă;
— rezistența la îngheț-dezgheț;
— contracția la uscare.

Pentru determinări s-au confecționat următoarele epruvete :

— cuburi de 10 × 10 × 10 cm pentru determinarea rezistenței la compresiune, absorbție de apă și rezistență la îngheț-dezgheț;

— semicuburi de 20 × 20 × 12 cm pentru determinarea permeabilității la apă;

— prisme de 10 × 10 × 55 cm pentru determinarea contracției.

Compactarea epruvetelor s-a făcut timp de 40 de secunde la o masă vibrantă de laborator cu o frecvență de 3 000 vibrații/minut și 0,35 mm amplitudine.

După confecționare, probele au fost tratate termic la 80°C în cuve de aburire cu regimul următor :

— 3 ore durata de așteptare de la confecționare pînă la începerea tratamentului;
— 3 ore durata de izotermie;
— 2 ore durata de coborîre a temperaturii.

După tratare, epruvetele au fost păstrate în aer pînă la data încercărilor.

Rezultatele obținute au fost :

— *Rezistența la compresiune* după 24 ore = 128 kgf/cm²
— *Rezistența la compresiune* după 28 zile = 240 kgf/cm².

Din datele de mai sus rezultă că în condițiile de tratare specificate se obține marca B 200, iar rezistența necesară decofrării și manipulării (50% din marcă) se obține la 24 ore de la confecționare.

— *Absorbția de apă* la 28 zile a fost de 6% (ρ_a în stare uscată 2 350 kg/m³, ρ_a în stare umedă = 2 500 kgf/m²).

Absorbția este asemănătoare cu cea care se obține la betoanele preparate cu ciment Pz 400 și tratate termic.

— *Permeabilitatea* s-a determinat pînă la presiunea de 4 at (cîte 8 ore la fiecare atmosferă) după 28 zile de la confecționare.

Înălțimea de pătrundere a apei a fost de 9,1 cm, fapt care denotă o rezistență bună la pătrunderea apei, însă mai slabă decît cea obținută cu ciment Pz 400 (5 cm).

— *Rezistența la îngheț-dezgheț* s-a determinat pînă la 25 cicluri cu următoarele rezultate :

Pierderea de greutate			Pierderea de rezistență		
greutatea inițială	greutatea după 25 cicluri	pierderi (%)	R_b martor (kgf/cm²)	R_v după 25 cicluri (kgf/cm²)	pierderi (%)
2 530	2 500	1	312	279	10

În consecință, probele rezistă la 25 cicluri de îngheț-dezgheț, pierderea în greutate fiind de 1% față de 5% admisă, iar pierderea de rezistență de 10% față de 25% admisă.

— *Contracția la uscare* determinată pînă la 180 zile de la terminarea aburirii a dat următoarele rezultate de contracție în mm/m :

1 zi	2 zile	3 zile	4 zile	5 zile	6 zile	7 zile	14 zile	21 zile	28 zile	56 zile	90 zile	120 zile	180 zile
0,11	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,17	0,21	0,24	0,24	0,28	0,30	0,32	0,35

Analiza rezultatelor arată că betonul decorativ cu ciment alb prezintă o contracţie asemănătoare cu betoanele din ciment Pz 400.

În consecinţă, acest beton decorativ ce se aplică pe faţa panoului de beton armat într-un strat de 2,5 cm are caracteristici fizico-mecanice similare cu ale betonului obişnuit de marcă 200 din structura panoului mare de beton armat, ceea ce arată compatibilitatea celor două straturi, respectiv eliminarea pericolului de contracţie variabilă dintre cele două betoane diferite ca compoziţie şi implicit evitarea desprinderii stratului decorativ.

Procedeul tehnologic

Procedeul tehnologic de tratare a stratului de finisaj, pentru a face să apară agregatul în aspectul decorativ dorit, s-a studiat atît în ipoteza realizării elementelor prefabricate fără tratament termic de întărire, cît şi în fabrici sau poligoane, cu tratament termic de întărire.

Tehnologia cea mai corespunzătoare de realizare a decapajului dorit s-a obţinut prin :

— spălarea abundentă cu apă şi perierea suprafeţei betonului decorativ, la circa 4 ore după turnare ;

— îndepărtarea resturilor de lapte de ciment rămas pe faţa granulelor prin spălarea suprafeţei cu o soluţie de 8—10% HCl, după întărirea betonului decorativ, respectiv la 24 ore de la turnare, în cazul întăririi normale a betonului, sau imediat după răcire, la betoanele întărite prin tratamente termice ;

— în fine, spălarea imediată cu apă a suprafeţei decorative pentru îndepărtarea resturilor de acid.

Aspectul decorativ obţinut prin coloritul diferit al granulelor, cît şi prin jocul de umbră şi lumină datorit reliefului şi combinaţiei de granule de mărimi diferite este armonios (fig. 1).

Pentru păstrarea nealterată a culorii fondului din mortar de ciment alb sau cenuşiu, precum şi pentru păstrarea în timp a aspectului viu colorat al agregatelor, s-a folosit cu succes aplicarea ulterioară a unui strat de lac transparent pe bază de butiral polivinilic („Movital"), ceea ce permite totodată şi întreţinerea uşoară prin spălarea faţadelor realizate cu astfel de finisaj (fig. 2).

Determinări termotehnice

Pentru determinările termotehnice s-au confecţionat machete avînd dimensiunile de 1,00 × 1,00 × 0,22 m. Structura a fost cea utilizată curent la panourile mari prefabricate pentru blocurile de locuinţe, peste care s-a aplicat stratul decorativ realizat prin tehnologia arătată mai sus şi avînd următoarele caracteristici :

Nr. crt.	Denumirea materialului	grosime (m)	Conductivitate termică (kcal/hgrd)	Permeabilitatea la vapori (µ × 10 g/mg mm Hg)
1	Strat de beton armat	0,095	1,5	0,4
2	Barieră contra vaporilor din carton asfaltat	0,001	0,15	0,022
3	Plăci semirigide din vată minerală	0,075	0,075	5,0
4	Strat beton armat	0,025	1,50	0,4
5	Strat beton decorativ	0,025	1,20	0,6

Rezistenţa la transmisia termică a panoului cu beton decorativ este conformă STAS E 6472, $R_0 = 1,30$ m^2 hgrd/kcal, în timp ce rezistenţa termică a unui panou netratat, calculată după aceeaşi metodă este $R_0 = 1,29$ m^2 hgrd/kcal, ceea ce arată că nu există deosebiri sensibile în ceea ce priveşte proprietăţile de izolare termică ale panourilor tratate faţă de cele obişnuite.

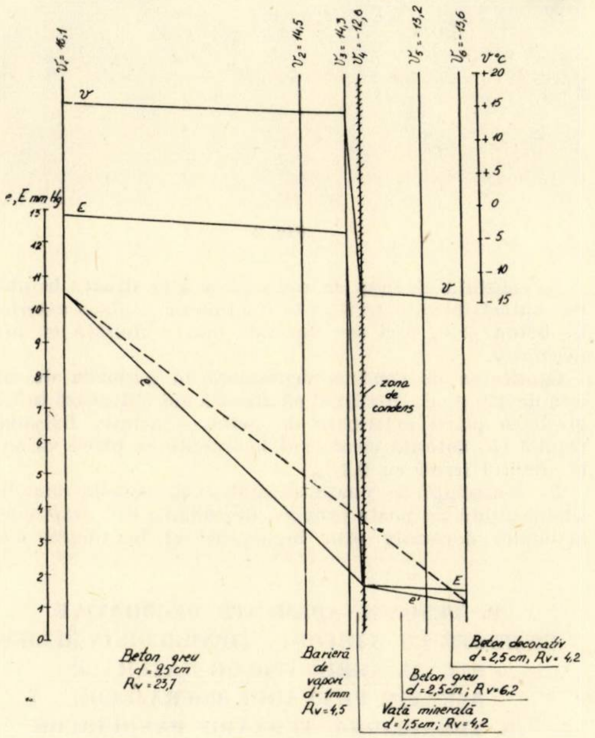
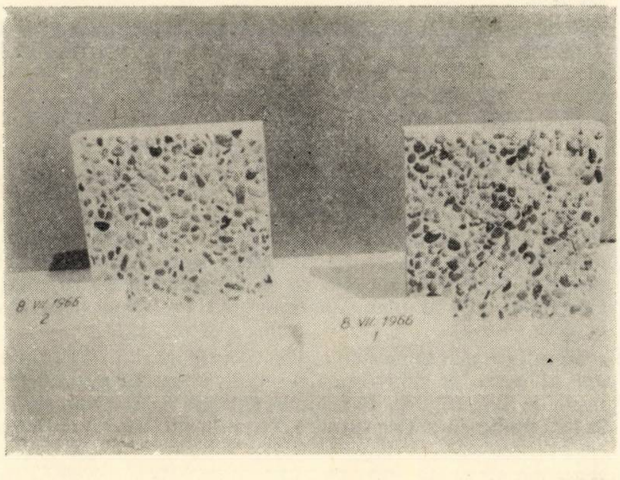


Diagrama 1

Distribuţia temperaturilor în interiorul panoului, în condiţiile unei temperaturi a aerului din încăpere de + 20°C şi a aerului exterior de —15°C este reprezentată grafic în diagrama 1 prin linia $v - v'$. Corespunzător acestor temperaturi s-a trasat linia presiunilor saturate $E - E'$ precum şi linia $e - e'$ a presiunilor efective ale vaporilor de apă pentru o umiditate a aerului interior de 60%.

Reprezentarea straturilor componente ale machetei s-a făcut la scara rezistenţelor la permeabilitatea la vapori.

Fig. 1



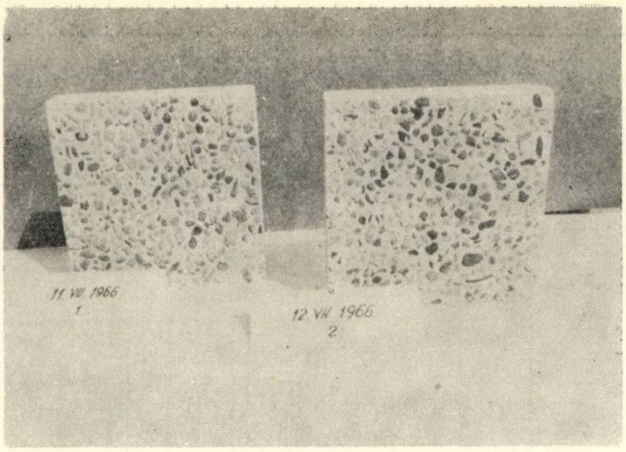


Fig. 2

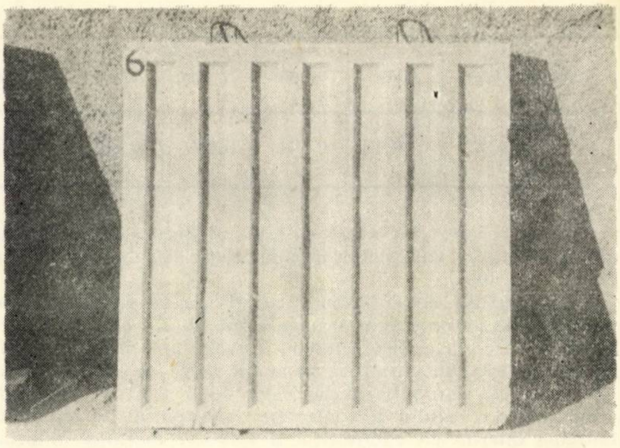


Fig. 3

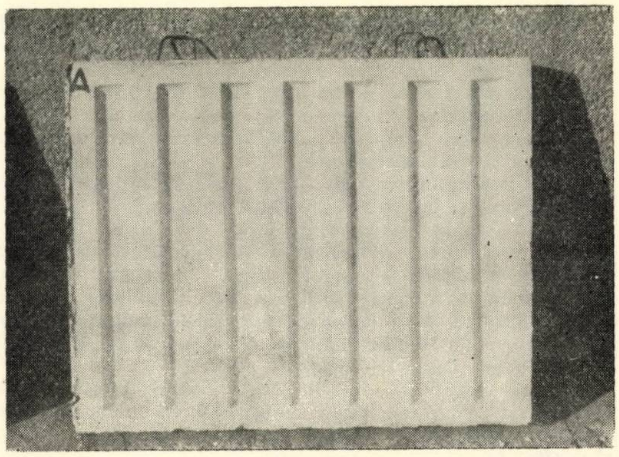


Fig. 4

Se constată că zona de condens se află situată în planul de contact între materialul termoizolator şi placa exterioară de beton greu, deci nu cuprinde partea finisată cu beton decorativ.

Cantitatea de condens acumulată în perioada de iarnă este de 430 g/m^2. Admiţînd că această apă difuzează în toată grosimea plăcii exterioare de beton — inclusiv finisajul — rezultă că, datorită condensului, umiditatea plăcii va creşte la sfîrşitul iernii cu 0,4%.

În consecinţă, se poate considera că această umiditate suplimentară nu poate provoca degradarea sau desprinderea betonului decorativ prin îngheţarea ei în timpul iernii.

B. BETOANE APARENTE DECORATIVE OBŢINUTE CU AJUTORUL TIPARELOR ÎN RELIEF SAU AL AGREGATELOR NATURALE AŞEZATE PE FUNDUL COFRAJELOR ÎN TEHNOLOGIA TURNĂRII PANOURILOR CU FAŢA FINISATĂ LA PARTEA INFERIOARĂ

Betoane aparente reliefate

Încă din anul 1963, în laboratoarele INCERC s-au experimentat betoane aparente obţinute cu ajutorul unor tipare modelate. S-au utilizat tipare metalice din tablă de 0,5 mm grosime, tipare din folii de PVC de 1 mm grosime sau tipare modelate din cauciuc plin (grosime circa 1 cm).

Pentru realizarea feţei aparente s-a folosit beton marca 200 cu ciment RIM 200. În unele experimentări s-a folosit aşternerea în prealabil, pe fundul tiparului, a unui strat de mortar de marca 50 sau marca 100 cu ciment alb în grosime de 3 cm, de consistenţă 7—8 con etalon.

În cazul tiparului metalic a fost necesară ungerea acestuia cu produsul numit „Decofral" — (pe bază de reziduuri de parafină). La tiparele din PVC şi la cele din cauciuc, tratarea suprafeţei tiparului a constat numai din umezirea uşoară cu apă.

Durata vibrării betonului a fost de 30 secunde pînă la 1 minut. Pentru accelerarea întăririi, în vederea decofrării, elementele prefabricate de beton au fost supuse unui tratament de aburire cu abur viu la temperatură pînă la 80—85°C, timp de circa 5—6 ore.

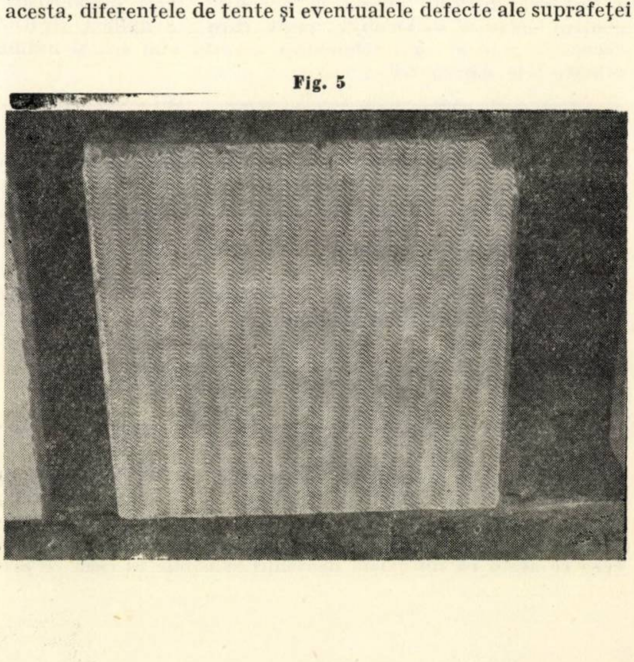
S-a constatat că, în general, tiparele metalice nu sînt cele mai indicate pentru realizarea unei suprafeţe de beton aparent, curat, uniform colorat, observîndu-se frecvente pete, datorită Decofralului, sau cîmpuri mai mult sau mai puţin întinse cu urmele lăsate de bulele de aer din masa betonului, acumulate prin vibrare pe suprafaţa tiparului, sau urmele lăsate de picăturile de apă ce se acumulează pe suprafaţa cofrajului uns cu ulei. Reproducerea mulajului este însă corectă (fig. 3).

Rezultate mai bune s-au obţinut cu tipare din PVC. Nu au apărut pete, iar suprafaţa betonului a fost în general fără urme de bule (fig. 4). În schimb, tiparele de PVC nu rezistă la mai multe cicluri de turnare. Experimentările au arătat că de la a doua sau a treia întrebuinţare, tiparele prezintă deformări sau crăpături, datorită influenţei temperaturii ridicate în procesul de întărire rapidă a panourilor de beton.

Cele mai bune rezultate s-au obţinut cu tiparele de cauciuc care au eliminat aspectul necorespunzător produs de pete sau pori deschişi pe suprafaţa betonului (fig. 5).

Trebuie menţionat că experimentările efectuate au condus la concluzia că modelul mulajului aşezat pe fundul cofrajului trebuie să fie mai mult sau mai puţin neregulat şi destul de ţesut, încît să nu lase cîmpuri netede prea mari. În felul acesta, diferenţele de tente şi eventualele defecte ale suprafeţei

Fig. 5



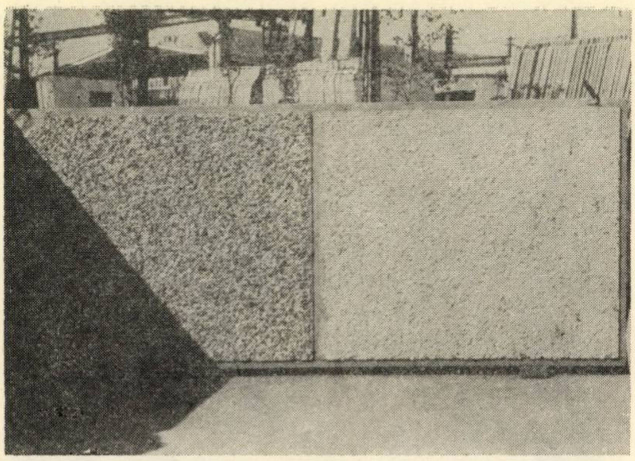


Fig. 6

de beton ivite la turnare nu vor mai fi atît de vizibile încît să distoneze la asamblarea în faţadă a seriei de panouri confecţionate cu acest sistem de finisare a betonului aparent.

Betoane decorative cu agregate naturale

Aceste betoane au fost realizate în următoarele tehnologii : Pe fundul tiparului s-a aşternut un strat de nisip 0—1 mm, pe acest pat de nisip s-a aşezat un strat de 2,5—3 cm grosime pietriş de rîu în granulaţie 1—2 cm sau un strat de criblură de marmură albă sau amestec de criblură de granit cu marmură albă (granulaţie 0,5—1 cm). Agregatele s-au stropit cu apă, apoi s-a turnat un strat de mortar de ciment marca 100 în grosime suficientă ca să acopere stratul de agregate. Mortarul pătruns printre granule, pînă la nivelul nisipului, asigură fixarea stratului decorativ. Peste acest strat de mortar

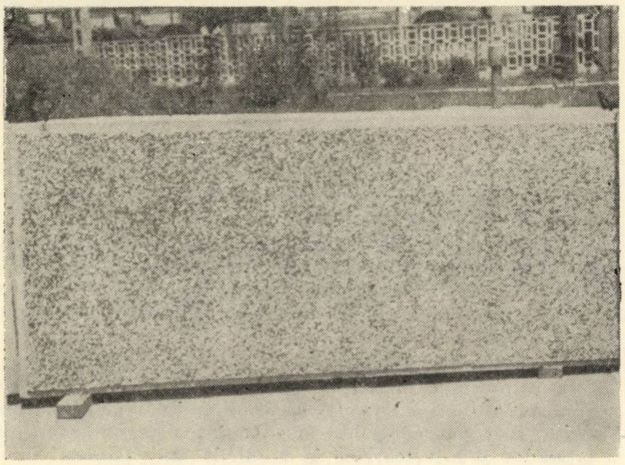
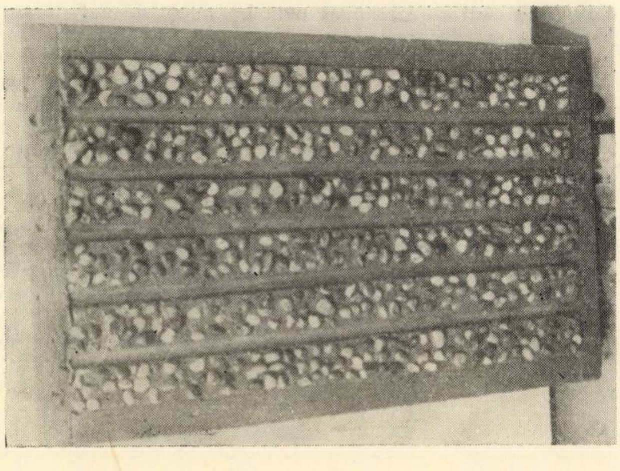


Fig. 7

Fig. 8



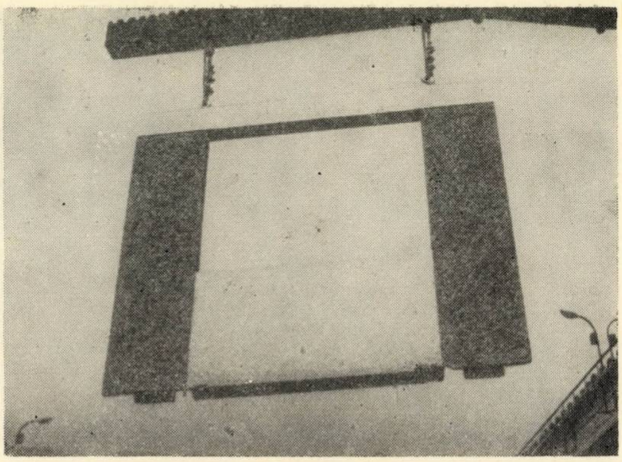


Fig. 9

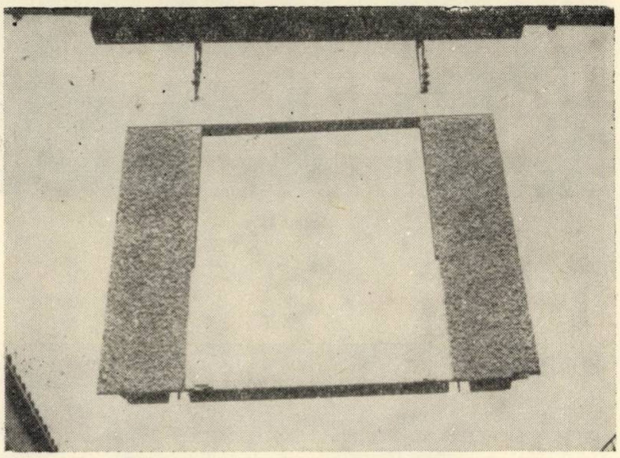
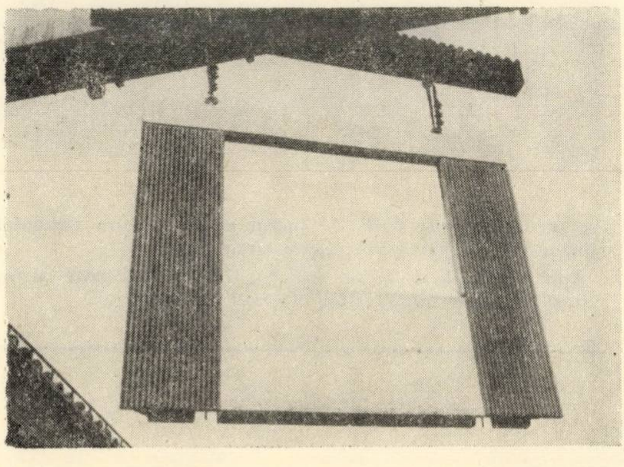


Fig. 10

Fig. 11



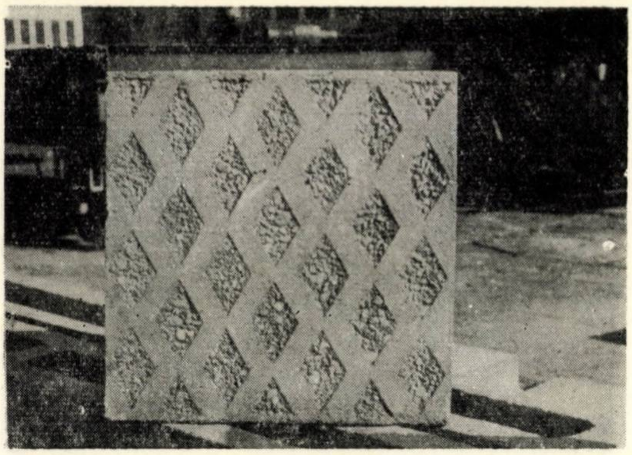


Fig. 12

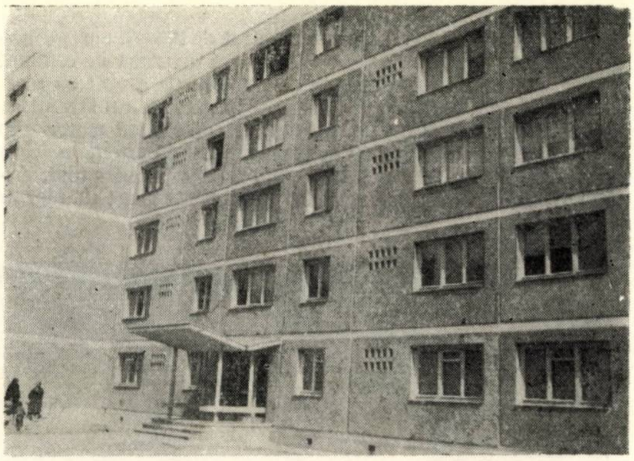
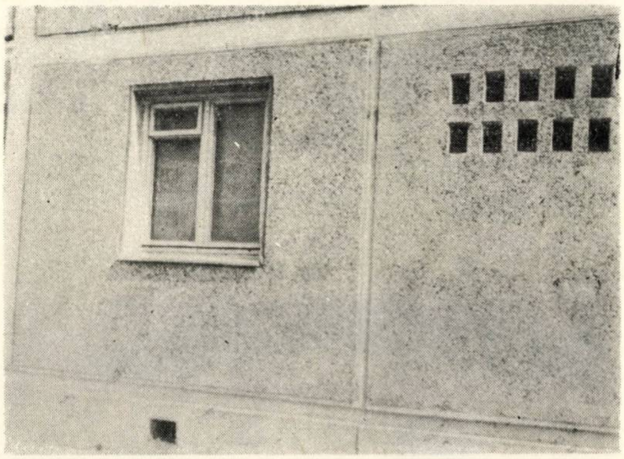


Fig. 13

Fig. 14



s-a turnat primul strat de beton din structura panoului, vibrîndu-se cu placa vibratoare circa 1 minut.

Apoi panourile de beton armat astfel confecţionate au fost supuse tratamentului termic obişnuit de întărire.

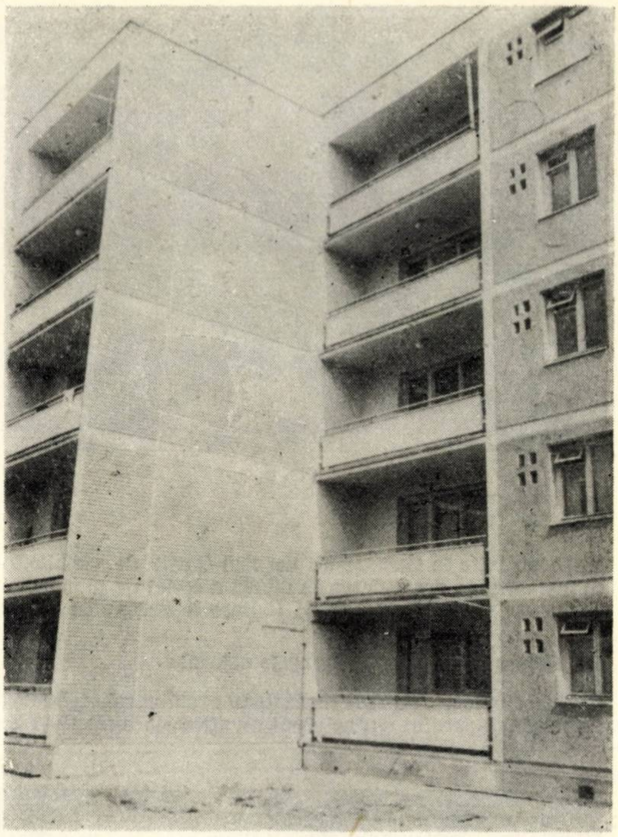


Fig. 15

După decofrare, surplusul de nisip de pe faţa stratului decorativ a fost îndepărtat prin spălare cu un jet de apă la presiunea reţelei (4 at), apoi curăţat definitiv cu aer comprimat la presiunea de 6 at.

Efectul decorativ obţinut este reuşit (fig. 6 şi 7), iar agregatele sînt bine împlîntate în mortar. Comportarea la intemperii (ploaie, vînt, îngheţ-dezgheţ) a fost corespunzătoare, stratul decorativ neavînd de suferit după 3 ani şi jumătate de expunere în stand exterior.

O încercare de obţinere a unui parament brut prin sablarea suprafeţei de beton greu pe care s-a aşezat un şablon metalic cu un model oarecare, a dat rezultate interesante, care vor contribui la extinderea gamei la finisaje a faţadelor şi interioarelor la clădirile din panouri mari (fig. 12).

La I. P. Militari s-a început în tehnologia fabricii (turnare ranversată) executarea unor panouri experimentale cu combinaţii de finisaje aşezate pe fundul cofrajului (fig. 8, 9, 10, 11), urmînd ca prin proiectare să fie introduse cît mai curînd în finisajul panourilor mari pentru blocurile de locuinţe.

Concomitent cu cercetările efectuate de INCERC, la I.P. Progresul s-au realizat panouri mari de faţadă finisate cu strat decorativ din pietriş de rîu sau marmură albă, pentru cîteva blocuri experimentale în complexul de locuinţe ,,Balta Albă''. Decaparea s-a realizat numai prin spălarea cu apă, fără a se mai utiliza curăţirea ulterioară a agregatului cu soluţie slabă la HCl (fig. 13, 14, 15).

Prin extinderea finisării din fabrică a panourilor mari şi utilizarea betoanelor aparente decorative, pe lîngă că se obţine un finisaj care ridică nivelul plastic al faţadelor la un preţ de confecţionare foarte economic faţă de alte finisaje, dar se pune la dispoziţia proiectării o gamă din ce în ce mai vastă de finisaje, ce dă posibilităţi variate de exprimare plastică în arhitectura blocurilor din panouri mari prefabricate.

Cercetări asupra aderenței armăturilor la betonul compactat prin vibrare în cofraje glisante*

Conf. ing. A. Mihul, ing. C. Capatu, ing. T. Patelli, ing. N. Preda **
Institutul politehnic – Iași I.C.M. – Iași D.S.A.P.C. – Iași

1. CONSIDERAŢII GENERALE

Este cunoscut faptul că, utilizînd vibrarea, se pot obține betoane lucrabile pentru un raport a/c scăzut, ceea ce asigură realizarea unor caracteristici mecanice superioare față de betoanele compactate manual prin batere sau îndesare. Ca urmare a realizării unor rezistențe superioare obținute printr-o compactare mai intensă a betonului glisat vibrat, microfisurarea și fisurarea acestuia se produc la eforturi de întindere relativ mai mari, ceea ce se răsfrînge favorabil asupra modului de comportare a construcțiilor la acțiunea sarcinilor exterioare.

Din cele cunoscute pînă în prezent, se poate întrevedea faptul că aplicarea vibrării betoanelor turnate în cofraje glisante va permite extinderea folosirii acestui sistem de execuție și la construcțiile etanșe (rezervoare, decantoare, conducte etc.).

Compactarea prin vibrare a betoanelor turnate în cofraje glisante permite obținerea și a altor avantaje, legate direct de îmbunătățirea calității lucrărilor și tehnologiei glisării, cum ar fi de exemplu : creșterea vitezei de glisare și asigurarea unor condiții favorabile de betonare pe timp friguros [1], îmbunătățirea omogenității betoanelor, îmbunătățirea calității suprafețelor glisate, concomitent cu ridicarea rezistenței la corodare și la uzură a betonului ş.a.

Cu toate acestea, la ora actuală, există o anumită reticență a constructorilor în ceea ce privește aplicarea vibrării la compactarea betoanelor turnate în cofraje glisante, datorită următoarelor două cauze principale :

a) necunoașterea în suficientă măsură a modului în care straturile succesive de beton cu grade diferite de întărire și barele de oțel transmit vibrațiile, reducînd astfel aderența armăturii în beton ;

b) eventualitatea deformării cofrajului sub efectul de pană produs de agregat sub acțiunea vibrării betonului, precum și a fluidificării acestuia.

Problema deformării cofrajelor se poate rezolva, după cum a dovedit practica, prin folosirea unor sisteme de cofraje cu rigiditate sporită.

Problema cunoașterii modului în care vibrațiile din masa stratului superior de beton sînt transmise straturilor inferioare cu grade de întărire diferite, precum și aceea a transmiterii vibrațiilor prin barele de armătură sînt foarte complexe.

Lipsa datelor teoretice și experimentale, cu privire la măsura în care vibrarea straturilor superioare de beton armat reduce aderența armăturii, prin slăbirea legăturilor ce se formează în procesul de întărire a betonului din straturile inferioare, face ca metoda de compactare prin vibrare a betonului executat în cofraje glisante să nu se aplice decît sporadic, fără a exista o bază științifică pentru alegerea parametrilor tehnologici necesari. În vederea elucidării unora dintre problemele enunțate s-au efectuat o serie de experimentări, prin care s-a căutat a se determina măsura în care vibrațiile orizontale și verticale în straturile de beton cu grade diferite de întărire precum și vibrațiile barelor de oțel ar putea influența asupra rezistenței de aderență.

2. CONSIDERAŢII ASUPRA TRANSMITERII VIBRAŢIILOR ŞI A EFECTULUI LOR ASUPRA ADERENŢEI DINTRE BETON ŞI ARMĂTURĂ LA CONSTRUCŢII EXECUTATE CU COFRAJE GLISANTE

Vibrațiile în corpurile fluide, vîscoase și solide se transmit în diverse moduri. Betonul executat în cofraje glisante, împreună cu armătura, prezintă toate fazele de agregare amintite și deci transmiterea vibrațiilor se va face diferit în elementele sale componente.

După cum este cunoscut, efectul factorilor care determină rezistența de aderență între beton și armătură (încleștare, lipire și frecare) este sporit la betonul armat compactat prin vibrare în raport cu cel compactat manual. La betoanele vibrate, executate în cofraje glisante, față de cele turnate în cofraje fixe, apare însă o serie de efecte suplimentare în procesul de compactare, provocate de faptul că straturile inferioare, asupra cărora se transmit vibrațiile din stratul superior, adeseori nu sînt suficient întărite pentru a putea prelua o serie de eforturi rezultate ca urmare a împiedicării deplasării armăturilor în stare de vibrare sau ale componenților betonului datorită rigidității acestuia, rezultată în urma întăririi sale parțiale. Factorii principali care determină mărimea acestor eforturi și rezistența betonului la aceste acțiuni sînt determinați de intensitatea vibrării, amortizarea vibrațiilor, strîns legată de direcția de vibrare, și rezistența betonului acționat.

Direcția de vibrare este funcție de tehnica folosită ; distingem astfel vibrarea orizontală care este proprie vibrării interne (vibratoare cu butelie, cu lamă etc.) și vibrarea verticală care este proprie vibrării externe (mese vibrante etc.).

Este cunoscut faptul că mișcările vibratorii orizontale aplicate unui amestec uscat (numai pietriș, ciment și nisip, de exemplu) provoacă expansiuni și mișcări asemănătoare celor care se produc pe un ciur vibrator. Din contra, prezența unei cantități de apă modifică fenomenele, pe de o parte, fiindcă apa este un element de transmitere a vibrațiilor și, pe de altă parte, deoarece apa împreună cu cimentul și nisipul formează un mortar capabil de a transmite forțe elastice (în cazul mișcărilor vibratorii), care înglobează agregatele și frînează mișcările lor de expansiune. Rezultă deci că transmiterea vibrațiilor în betonul proaspăt poate să se facă în diferite moduri. În general, se poate spune că transmiterea vibrațiilor prin betonul proaspăt se produce prin toate elementele sale componente, printr-o serie de deformații elastice însoțite de o creștere a energiei potențiale, care se transformă în energie cinetică. Este foarte important de semnalat că fluidele nu transmit decît vibrații orizontale. În cazul vibrațiilor orizontale, care au loc în special la vibrarea internă, acțiunea orizontală se amortizează foarte repede pe înălțime. Lucrul acesta este afirmat în literatura de specialitate, fără a exista însă date concrete asupra modului de cunoaștere a fenomenelor. Acțiunile orizontale ale apei se exercită totdeauna normal pe direcția gravitației, avînd ca efect, o dată cu micșorarea frecărilor interne, vehicularea granulelor în sensul gravitațional (caz limită-segregare).

În cazul vibrațiilor verticale (propriu în special vibrării externe), forțele verticale de vibrare provoacă compactarea amestecului prin faptul că ele se substituie în măsură mult mai mare gravitației. Cazul este total diferit de acela al vibrațiilor orizontale, care fac numai ca elementele să se deplaseze, favorizînd acțiunea gravitațională.

În tehnologia executării betoanelor în cofraje glisante, vibrarea internă (unica recomandabilă) a stratului superior, care se sprijină pe un alt strat de beton, la care nu a început încă priza, nu poate decît să acționeze favorabil asupra acestuia. Admițînd că vibrațiile orizontale se amortizează repede pe verticală, deci în stratul inferior neîntărit, rezultă că ele nu pot produce efecte dăunătoare asupra stratului al treilea, care se presupune că este slab întărit şi care deci nu trebuie deranjat. În această situaţie, singura care poate transmite vibraţiile la straturile inferioare de beton slab întărite este reţeaua de armătură care este pusă în mişcare, pe de o parte, prin vibraţiile transmise prin masa de beton, iar pe de altă parte, prin atingerea directă a ei cu vibratorul, care, în cazul vibrării interne, nu poate fi eliminată.

---

*) Lucrare prezentată la simpozionul internațional de cofraje glisante ținut în R.S. Cehoslovacă – octombrie 1966.

**) La lucrările de laborator au mai contribuit ing. Ecaterina Sofronie și ing. Vasile Dascălu.

Este evident faptul că stratul inferior de beton neîntărit joacă şi de data aceasta un rol de amortizare a vibraţiilor, fără ca întreaga energie să poată fi însă consumată. Aceasta se datoreşte, în primul rînd, continuităţii sistemului alcătuit din armătură în raport cu sistemul betonului alcătuit din granule. Rezultă deci că barele de armătură îşi vor consuma energia totală de vibraţie undeva, în zona betonului slab întărit, care va fi supus în acest proces la eforturi. Amortizarea vibraţiilor depinde de rigiditatea barelor şi de gradul de vîscozitate şi de întărire ale betonului, iar încleştarea, lipirea şi frecarea depind de aspectul suprafeţelor feţelor şi de gradul de compactare a betonului în imediata vecinătate a barelor de armătură.

3. ÎNCERCĂRI DE LABORATOR

Ideile care au stat la baza experimentărilor efectuate, cît şi concluziile trase sînt întemeiate pe următoarele consideraţii :

— în prezent există o bogată experienţă în ceea ce priveşte comportarea betoanelor în cofraje glisante prin îndesare cu şipca ;

— compactarea betoanelor cu şipca nu duce la slăbirea aderenţei între beton şi armătură ; din acest motiv, valorile rezistenţelor de aderenţă, în anumite condiţii de execuţie, pot fi luate ca măsură de comparaţie ;

— compactarea betonului prin vibrare îmbunătăţeşte calitatea betonului faţă de aceea obţinută prin compactarea lui cu şipca, însă poate duce la slăbirea aderenţei între beton şi armătură, ca urmare a modului de acţiune a vibraţiilor transmise de barele de oţel straturilor slab întărite, inferioare.

Faţă de aceste consideraţii, lucrările experimentale au fost organizate în aşa mod încît ceilalţi factori, ca : grosimea stratului de acoperire, lungimea de ancorare, calitatea betonului, efectul de perete etc., care nu se analizează în prezenta lucrare, să rămînă constanţi ; singurul factor variabil a fost cel legat de efectul pe care-l produce vibrarea barelor asupra legăturilor formate cu straturile de beton slab întărite (care pot fi slăbite şi în consecinţă să ducă la reducerea rezistenţei de aderenţă).

Criteriul de apreciere a efectului vibrării a fost cel de comparaţie a rezultatelor obţinute la betoanele vibrate cu cele compactate prin îndesare cu şipca ; din acest motiv interpretarea rezultatelor nu poate fi făcută decît în acest sens şi nu ca valori ale rezistenţelor de aderenţă unde ar fi fost necesar să se păstreze constant raportul între lungimea de ancorare şi diametrul, la care ar fi trebuit să se ia în consideraţie grosimea de acoperire, efectul de perete etc.

3. 1. Modul de confecţionare a probelor, modelarea glisării. Funcţie de scopurile urmărite şi de posibilităţile tehnice de care s-a dispus, s-au luat în consideraţie, la întocmirea programului de experimentare, următorii parametri variabili :

— viteza de glisare ;
— înălţimea straturilor de turnare ;
— diametrul barelor de oţel ;
— forma suprafeţei barelor ;
— repriza de turnare şi durata de vibrare (direcţia vibrării fiind cea orizontală).

Marca de beton aleasă a fost B 200, frecvent utilizată la noi pentru construcţiile glisate, în conformitate cu STAS 3622-61. Dozajul de ciment a fost de 300 kg/m^3 de beton, raportul a/c = 0,52, agregat de rîu cu granulozitate înscrisă în zona optimă, tasarea conului de 2 cm şi răspîndirea de 28 cm.

Din betonul astfel preparat s-au confecţionat epruvete sub formă de prisme cu dimensiunile $15 \times 15 \times 30$ cm, avînd înglobate în anumite condiţii cîte o bară din oţel, central, paralel cu latura lungă a probei (fig. 1).

Turnarea betonului în probe s-a făcut după un anumit program şi anume :

— în straturi de 10 cm, 20 cm şi 30 cm grosime ;
— la intervale de turnare diferite, şi anume la o oră şi la două ore, fiecare strat succesiv.

Prin aceasta s-a urmărit modelarea glisării propriu-zise, respectiv a vitezei de glisare valabile pentru problema urmărită.

Vibrarea s-a aplicat succesiv straturilor de beton de diferite grosimi, variindu-se timpul de vibrare, care a fost de 30 de secunde şi 60 de secunde. S-a folosit un vibrator de fabricaţie sovietică avînd turaţia de 2 800 rot/min, cu caracteristicile electrice $I = 110$ A ; $U = 36$ V ; $E = 8{,}0$ kW ; diametrul capului vibrant, 50 mm.

Pentru a se urmări influenţa vibraţiilor din betonul proaspăt asupra aderenţei dintre barele de oţel şi betonul din straturile inferioare, depinzînd nemijlocit de mărimea zonei de amortizare a vibraţiilor, oţelul-beton, în afara primului strat, a fost protejat cu hîrtie unsă şi bine lipită de bară. S-a obţinut astfel totdeauna un strat inferior de beton cu oţel aderent, respectiv straturi superioare de beton cu oţel neaderent. Menţionăm că adîncimile de introducere a vibratorului au fost marcate cu repere în cofrajul epruvetelor.

În proba de beton au fost înglobate bare de oţel cu suprafaţa lisă OL 38, cu profil periodic PC şi cu profil TOR, cu diametre variind de la 8 la 18 mm.

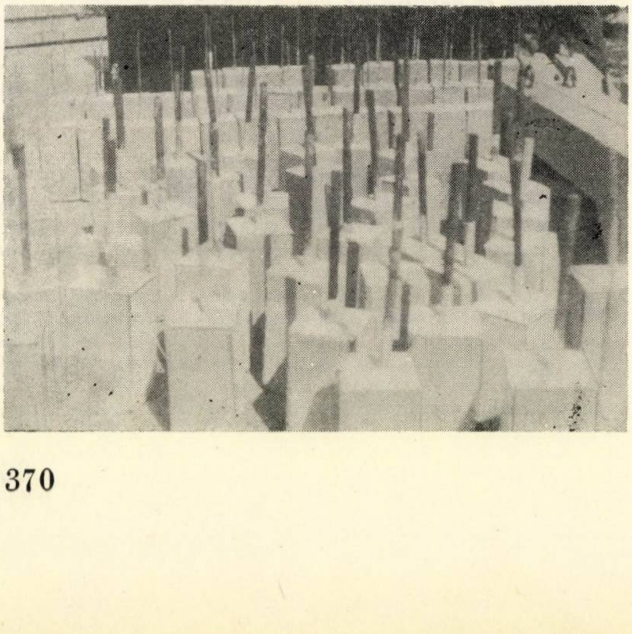
Criteriul ales pentru aprecierea rezultatelor a fost comparaţia cu probe martor care au fost executate în aceleaşi condiţii, dar compactate în mod obişnuit, prin îndesare (cu şipca).

S-au confecţionat şi încercat în total circa 3 000 epruvete (circa 450 tipuri de epruvete cu $3 \div 5$ epruvete de acelaşi tip şi un număr de circa 200 cuburi).

Timpul la care s-a făcut încercarea a fost de 14 zile de la data confecţionării.

3. 2. Modul de încercare a probelor. Încercarea probelor s-a făcut prin smulgerea barelor de oţel din prismele de beton cu ajutorul unei prese universale (fig. 2), folosindu-se în acest scop un dispozitiv în formă de casetă din tablă groasă (fig. 2 a), în care intră proba de beton. În dispozitivele de prindere ale presei s-a introdus la partea superioară bara de oţel ce trebuie smulsă, iar la partea inferioară dornul sudat de cutia casetei.

Fig. 1. Epruvete prismatice folosite pentru determinarea rezistenţei de aderenţă



4. REZULTATUL ÎNCERCĂRILOR

Rezultatele medii obţinute sînt înscrise în diagramele din figurile 4—9. Pe abscisă s-a trecut diametrul barelor, iar pe ordonată rezistenţa medie de aderenţă exprimată în kg/cm^2 (în calcule nu s-a ţinut seamă de frecarea indirectă în zonele neaderente, care s-au considerat aceleaşi la probele vibrate şi compactate cu şipca). Pe fiecare diagramă sînt înscrise cîte patru curbe reprezentînd rezultatele obţinute pe probe de comparaţie, în care betonul s-a compactat cu şipca (linie punctată) pentru reprizele de turnare de o oră şi două ore şi rezultatele obţinute pe probe la care betonul s-a compactat prin vibrare pentru aceleaşi reprize (linie plină).

Ca observaţie generală semnalăm că marea majoritate a barelor cu diametrul de 8 şi 10 mm (în proporţie de 80 %) din toate categoriile de oţeluri s-au rupt în timpul încercării, fără a se produce smulgerea lor din beton. Acelaşi mod de cedare s-a produs la circa 10 % din barele cu diametru 12 mm.

Restul barelor s-au smuls din beton. Pentru diametrele mari, smulgerea a fost însoţită adeseori de despicarea betonului (fig. 3). Acest caracter de rupere l-au prezentat o parte din epruvetele (circa 20 %) în care s-au introdus bare cu Ø 18 din oţel PC 52. O astfel de rupere se explică prin faptul că lunecarea armăturii şi împănarea neregularităţilor în beton duc la dezvoltarea unor tensiuni transversale şi, ca urmare, la apariţia unor fisuri longitudinale (fig. 3).

4. 1. Asupra probelor cu bare din oţel OL 38 cu suprafaţa lisă. Rezultatele experimentărilor sînt reprezentate în figurile 4 şi 5.

La diametrele 8 mm şi 10 mm rezultatele trebuie considerate drept convenţionale, întrucît, aşa după cum s-a arătat, majoritatea probelor s-au rupt înainte de a se distruge aderenţa. Avînd în vedere acest considerent, o primă analiză a rezultatelor duce la o concluzie de ordin general : rezistenţele de aderenţă obţinute pe probele compactate manual (linii punctate) sînt mai mari decît ale probelor vibrate (linii pline) în cazul stratului de turnare de 10 cm grosime, dar au tendinţa de a se apropia de rezultatele probelor vibrate, în cazul stratului de 20 cm grosime, ajungînd la valoarea rezistenţelor obţinute pe probele vibrate, în cazul stratului de 30 cm grosime ; pentru stratul de 30 cm reiese şi omogenitatea cea mai bună a rezultatelor. Se pare că grosimea de 30 cm a stratului de turnare oferă aici o amortizare pe verticală a vibraţiilor, care nu perturbă aderenţa, în cazul vibrării la o oră şi două ore de la turnare. Timpul de vibrare diferit (30 s — fig. 4 şi 60 s — fig. 5) nu modifică substanţial rezistenţele de aderenţă.

O analiză mai amănunţită a rezultatelor duce la următoarele constatări :

— la stratul de turnare de 10 cm grosime se observă scăderi ale rezistenţei de aderenţă la probele vibrate faţă de probele martor, în special în cazul barelor Ø 12 şi Ø 14 ;

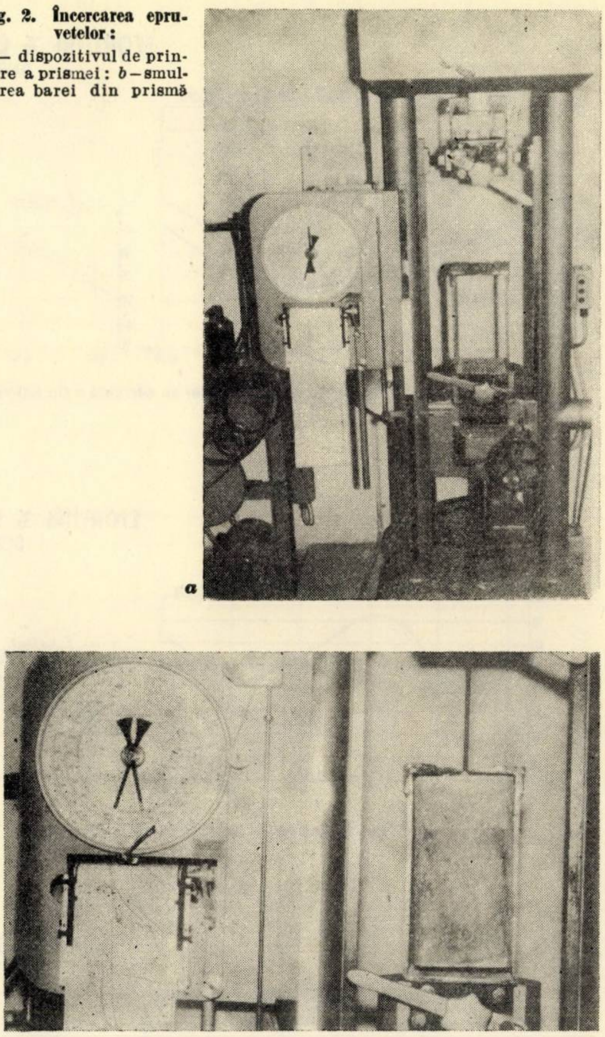
— la stratul de turnare de 20 cm grosime diferenţele sînt mai mici, dar se menţin în acelaşi sens, mai vizibil în cazul barelor Ø 12 şi Ø 16 ;

— la stratul de turnare de 30 cm grosime, probele vibrate dau aproape aceleaşi rezultate ca probele compactate manual în cazul barelor Ø12 şi rezultate ceva mai bune în cazul barelor Ø 14, Ø 16, Ø 18.

4.2. Asupra probelor cu bare din oţel cu profil periodic PC 52. La probele vibrate şi nevibrate cu bare Ø 8 şi Ø 10 s-au observat ruperi foarte frecvente ale barelor mai înainte ca aderenţa să fie distrusă. Şi aici, deci, rezultatele trebuie socotite convenţionale.

Din analiza rezultatelor prezentate în diagramele din figurile 6 şi 7 se poate constata un fenomen interesant : în afara probelor vibrate cu bare de diametru 12 mm, probele cu bare Ø 14, Ø 16 şi Ø 18, vibrate, dau în general rezistenţe net inferioare faţă de probele martor ; cele mai scăzute rezistenţe s-au obţinut în cazul stratului de turnare de 10 cm grosime la probele cu bare Ø 14 şi Ø 18.

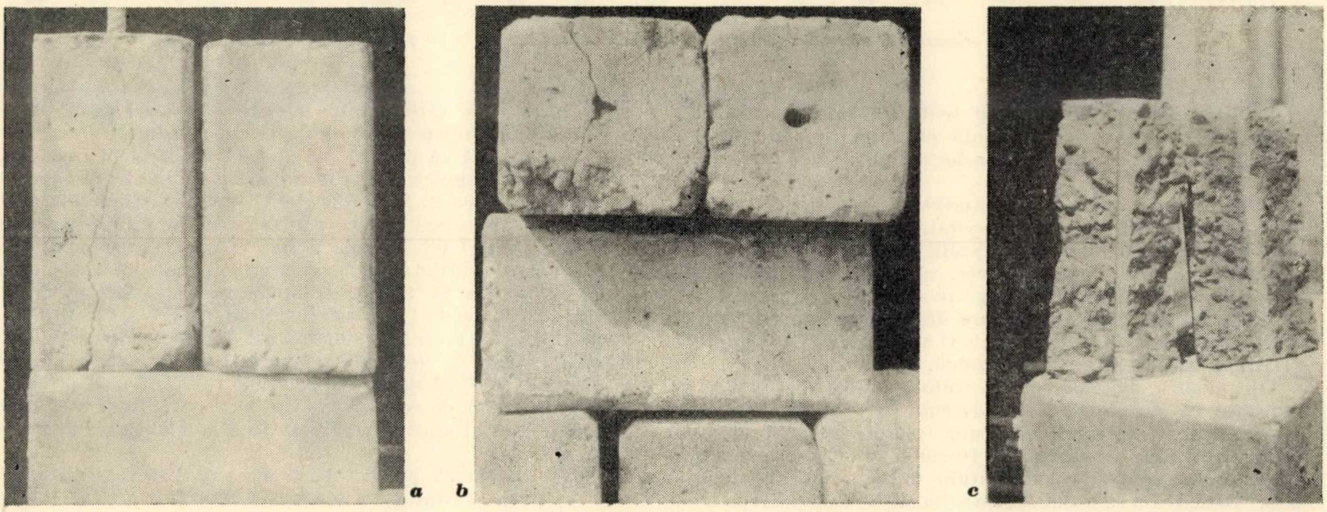
Fig. 2. Încercarea epruvetelor :
a — dispozitivul de prindere a prismei : *b* — smulgerea barei din prismă



La probele cu bare Ø 12 se observă o concordanţă mai bună între rezistenţele de aderenţă obţinute la probele vibrate şi cele obţinute la probele nevibrate, pentru toate grosimile straturilor de turnare şi de asemenea pentru toate reprizele de turnare (în cazul straturilor de 10 cm şi 20 cm grosime) şi timpii de vibrare utilizaţi.

În general, repriza de turnare de o oră este mai favorabilă rezistenţelor de aderenţă ale probelor vibrate. Timpul de vibrare diferit nu aduce modificări sensibile ale rezultatelor.

Fig. 3. Aspectul epruvetelor din beton din care au fost smulse barele cu diametrul Ø 18 mm



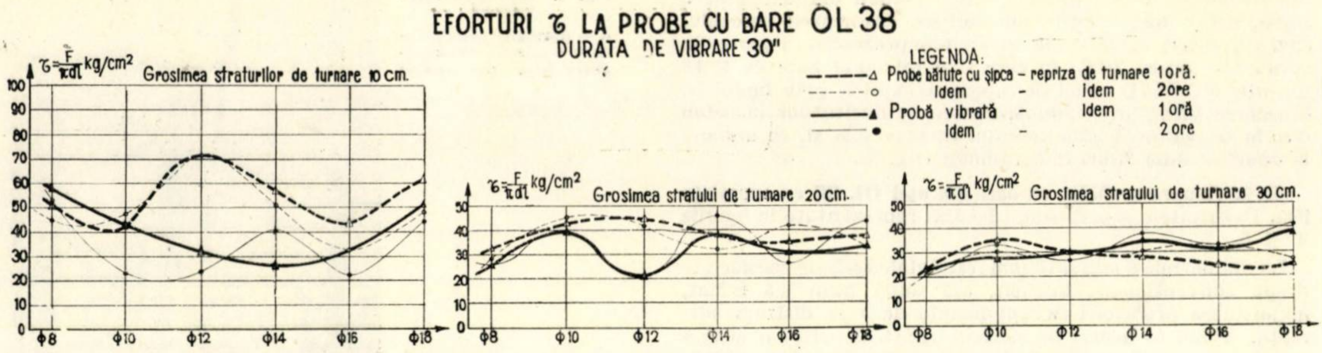


Fig. 4. Variaţia eforturilor de aderenţă τ (în kgf/cm²) la probele cu bare din oţel **OL 38** pentru durata de vibrare 30″

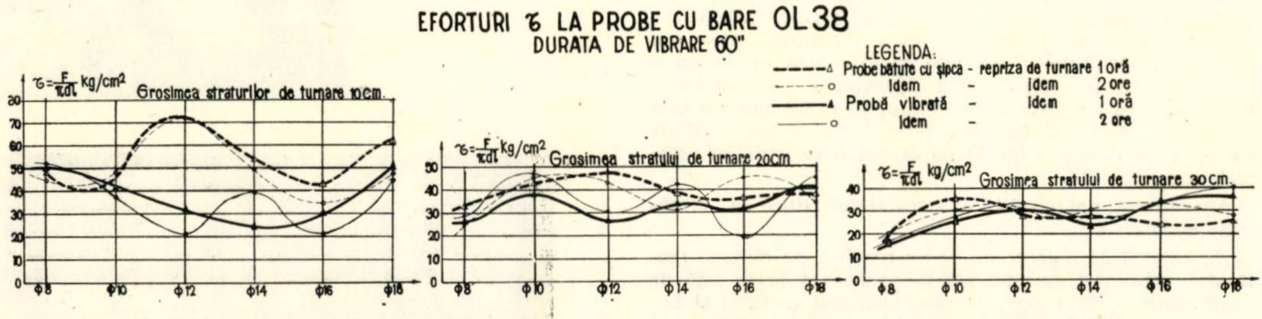


Fig. 5. Variaţia eforturilor de aderenţă τ (în kgf/cm²) la probele cu bare din oţel **OL 38** pentru durata de vibrare de 60″

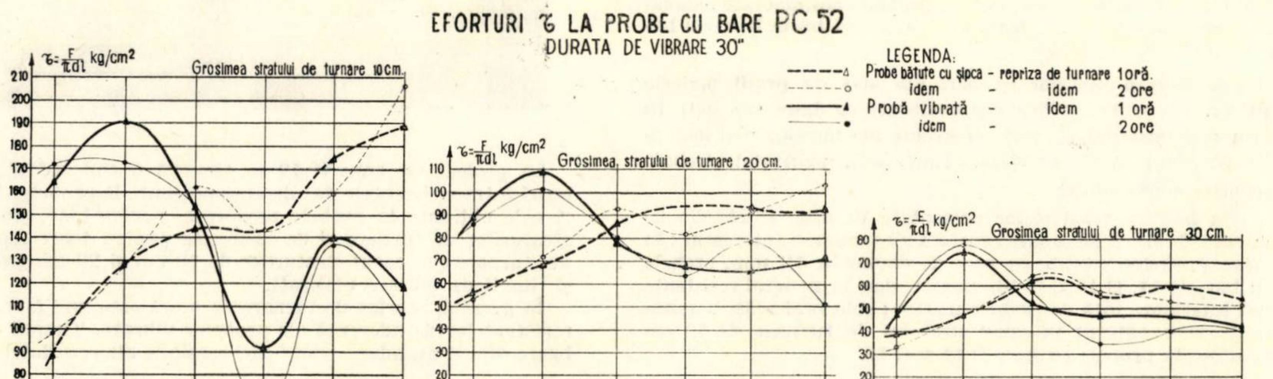


Fig. 6. Variaţia eforturilor de aderenţă τ (în kgf/cm²) la probele cu bare din oţel **PC 52** pentru durata de vibrare de 30″

Subliniem însă faptul că, cu toate scăderile înregistrate, valorile rezistenţelor de aderenţă obţinute cu acest tip de oţel profilat sînt net superioare celor obţinute pe oţel cu suprafaţa lisă.

Scăderile de rezistenţă observate credem că se datoresc faptului că vibrarea repetată face ca sub nervurile dese ale acestui tip de oţel cu profil periodic, unde se adună lapte de ciment şi apă în exces, să se producă slăbiri ale încleştării care influenţează negativ asupra aderenţei.

4. 3. Asupra probelor cu bare din oţel torsionat TOR 47. Semnalăm şi aici faptul că barele Ø 8 şi Ø 10 se rup la majoritatea probelor fără să se smulgă.

Din analiza diagramelor prezentate în figurile 8 şi 9 se constată că rezistenţele de aderenţă sînt foarte apropiate pentru ambele categorii de probe (vibrate şi nevibrate), în cazul straturilor de turnare de 10 cm şi 20 cm grosime, ajungînd aproape egale în cazul stratului de turnare de 30 cm grosime. Remarcăm că influenţa timpului de vibrare şi a reprizelor de turnare nu este sensibil diferită (reprizele de turnare se referă la straturile de 10 cm şi 20 cm grosime).

Se constată că probele cu oţel TOR 47 au o comportare în ansamblu superioară probelor cu bare din oţel cu suprafaţa lisă şi probelor cu bare din oţel cu profil periodic PC. Cauza acestei comportări trebuie căutată mai întîi în forma elicoidală a suprafeţei laterale a barei; această suprafaţă are nervuri rare, dirijate după o elice cu pas mare, ceea ce probabil că nu a dus la formarea de goluri, segregări sau lapte de ciment sub nervuri, încleştarea fiind în acest caz mai bună decît la probele cu bare din oţel PC 52. Se confirmă faptul că amortizarea pe verticală a vibraţiilor orizontale, în cazul stratului aderent de 30 cm grosime, este suficient de rapidă, lucru dovedit de rezistenţele obţinute. Menţionăm că aceste rezistenţe sînt sensibil mai mari decît cele obţinute pe probele cu oţel lis.

Din diagramele prezentate se mai pot observa următoarele :

— în cazul straturilor de turnare de 10 cm grosime şi 20 cm

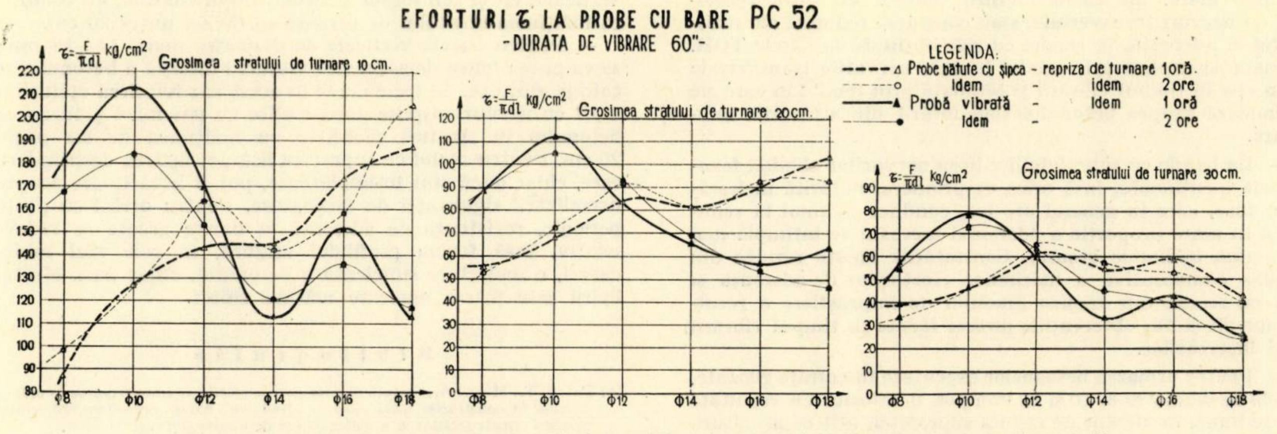


Fig. 7. Variaţia eforturilor de aderenţă τ (în kgf/cm²) la probele cu bare din oţel PC 52 pentru durata de vibrare de 60″

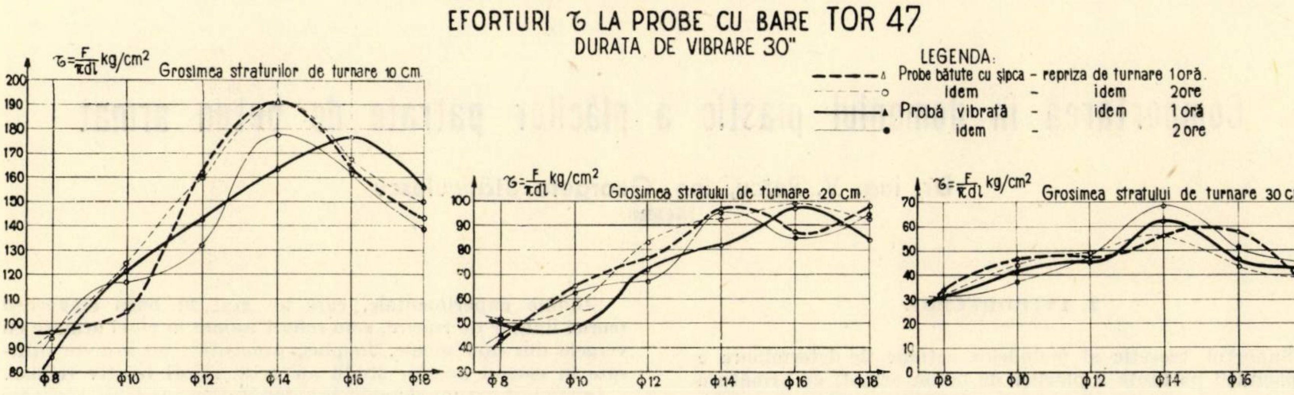


Fig. 8. Variaţia eforturilor de aderenţă τ (în kgf/cm²) la probele cu bare din oţel TOR 47 pentru durata de vibrare de 30″

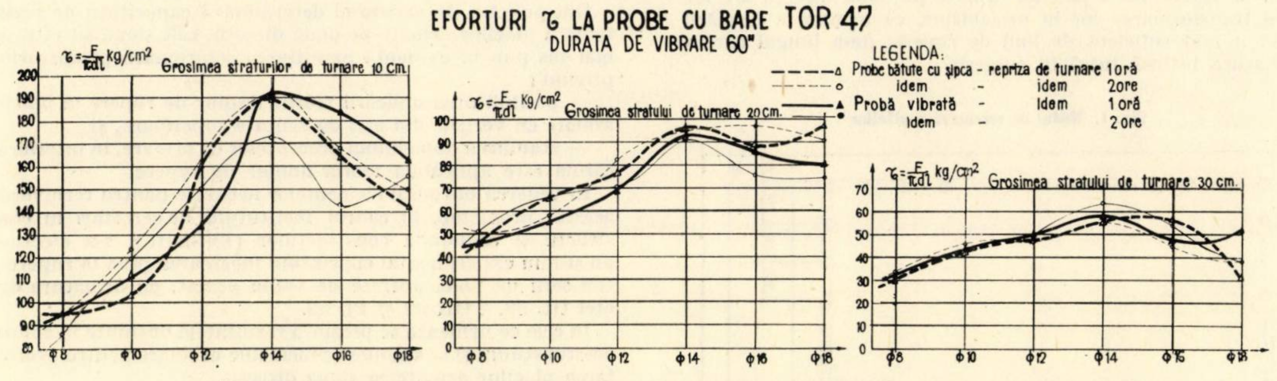


Fig. 9. Variaţia eforturilor de aderenţă τ (în kgf/cm²) la probele cu bare din oţel TOR 47 pentru durata de vibrare de 60″

grosime, probele vibrate cu bare Ø 12 şi Ø 14 dau rezistenţe de aderenţă ceva mai scăzute în comparaţie cu probele martor;

— o comportare bună a probelor vibrate se observă însă pentru toate diametrele de bară în cazul stratului aderent de 30 cm grosime; în acest caz, omogenitatea rezultatelor este, de asemenea, sensibil mai bună.

5. CONSIDERAŢII FINALE

— La betoanele executate în cofraje glisante, compactate prin vibrare, aderenţa betonului la armătură este puternic influenţată de o serie de factori suplimentari faţă de cei care apar la betoanele executate în cofraje fixe. Dintre aceştia, reţinem: înălţimea stratului de turnare, diametrul armăturii, gradul de întărire a straturilor succesive care se toarnă (determinat de compoziţia betonului proaspăt şi de durata la care este acţionat betonul prin efectul vibrării transmise la armătură) şi de natura neregularităţilor, respectiv a nervurilor de pe suprafaţa barei.

— Rezultatele experimentale obţinute scot în evidenţă posibilitatea vibrării interne a betoanelor executate în cofraje glisante (în vederea compactării lor), fără ca efectul vibrării armăturii să reducă esenţial aderenţa armăturilor cu betonul, dacă sînt asigurate anumite condiţii.

— Înălţimea stratului de turnare joacă un rol hotărîtor în procesul de amortizare a vibraţiilor barelor. În general, rezultatele experimentale scot în evidenţă necesitatea aplicării unor straturi de cel puţin 20 cm înălţime. Straturile de turnare de 30 cm permit obţinerea unor rezultate superioare; în acest caz apar însă dificultăţi tehnologice legate de viteza de glisare.

— Rezultatele optime, în ceea ce priveşte natura suprafeţei, s-au obţinut la oţelul TOR STAS 938-61, rezultat din torsionarea barelor cu patru nervuri longitudinale după o elice cu pas mare. În cazul folosirii barelor cu profil periodic, cu nervuri transversale, s-au constatat reduceri ale rezistenței la aderență, în raport cu cele obținute la barele TOR. Aceasta se explică prin modul în care nervurile transversale rețin apa în timpul vibrării și totodată prin modul în care ele acționează asupra betonului slab întărit din straturile inferioare.

— La barele cu suprafețe lise lipsa nervurilor elimină fenomenele menționate, însă orice desprindere, datorită încleștării reduse, care în general are loc, conduce în final la reducerea în mare proporție a aderenței (aceasta se întîmplă mai cu seamă la barele groase). Constatările făcute rezultă din analiza comparativă a mărimilor eforturilor de aderență și mai cu seamă din analiza gradului de împrăștiere a rezultatelor, cît și din observațiile directe făcute în timpul vibrării și al încercărilor.

— Pentru armarea betoanelor executate în cofraje glisante, barele de diametru 8, 10 și 12 mm pot fi folosite cu rezultate foarte bune, indiferent de natura suprafeței, atît ca armătură verticală, cît și sub formă de armătură orizontală, cu condiția ca înălțimea stratului de turnare să fie cel puțin 20 cm.

— Pentru barele verticale de diametre mari, 14—18 mm, se va putea folosi de asemenea vibrarea internă a betonului în cofraje glisante. Se recomandă în acest caz folosirea oțelurilor TOR cu nervuri dispuse după o elice cu pas mare și turnarea betonului în straturi succesive cu înălțimea de cel puțin 20 cm. Pentru oțelul cu suprafața lisă pot apărea desprinderi, care, chiar dacă sînt întîmplătoare, pot fi hotărîtoare asupra nerealizării siguranței de exploatare. Pentru oțelul cu profil periodic, rezistența de aderență la barele groase se reduce relativ, însă forma profilului asigură, în cele mai multe cazuri, o încleștare suficientă a betonului, chiar dacă efectul lipirii este într-o oarecare măsură slăbit.

Bibliografie

[1] Patelli T., Mihul A., Capatu C.: *Asupra betonării pe timp friguros în cofraje glisante la construcția unui siloz de făină de mare capacitate (20 celule).* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 11/1966.

Comportarea în domeniul plastic a plăcilor pătrate de beton armat

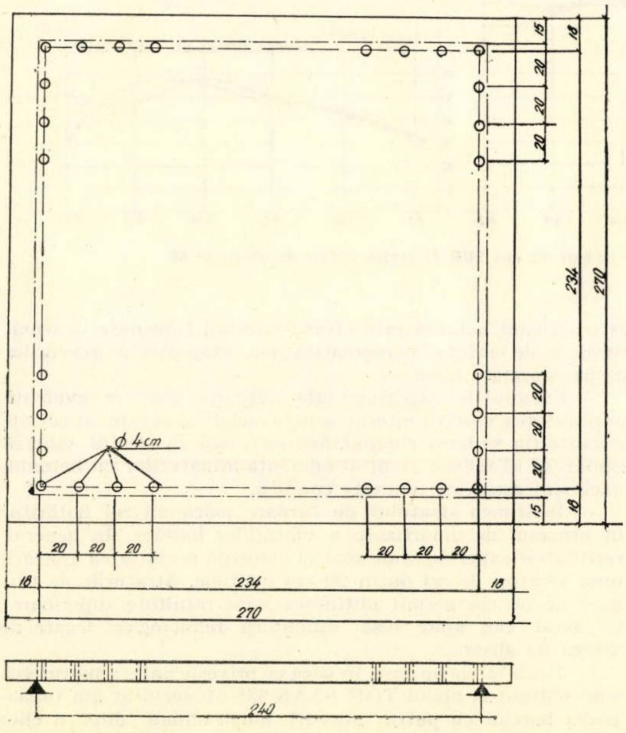
Dr. ing. V. Petcu, ing. Georgeta Stănculescu
INCERC

I. INTRODUCERE

Suportul teoretic al metodelor actuale de determinare a capacității portante a plăcilor de beton armat, cu armătura pe două direcții, este reprezentat de teoria liniilor de rupere, elaborată de A. Ingerslev și K. W. Johansen [2], [3].

Conform ipotezei de bază a acestei teorii, epuizarea capacității de rezistență a plăcilor armate pe două direcții are loc prin transformarea lor în mecanisme, ca urmare a formării unui număr suficient de linii de rupere, de-a lungul cărora armătura întinsă intră în curgere.

Fig. 1. Modul de rezemare a plăcilor



Studiile experimentale, care au stat la baza elaborării teoriei liniilor de rupere, s-au referit numai la plăci armate cu vergele din oțel moale. În plus, procentele de armare utilizate în cadrul acestor studii au avut valori relativ reduse.

În stadiul actual al tehnicii betonului armat însă, oțelurile de calitate superioară, cu și fără palier de curgere, tind să înlocuiască oțelul moale. De asemenea, în anumite cazuri, plăcile pot avea procente de armare cu valori relativ mari.

Din punctul de vedere al determinării capacității de rezistență a plăcilor armate pe două direcții, cele două situații de mai sus pun în evidență necesitatea soluționării problemelor privind :

— posibilitatea aplicării teoriei liniilor de rupere la plăcile armate cu vergele din oțel de calitate superioară, și

— stabilirea domeniului procentelor de armare, în interiorul căruia este aplicabilă teoria liniilor de rupere.

În vederea obținerii elementelor necesare pentru rezolvarea acestor probleme, în cadrul Institutului de cercetări în construcții și economia construcțiilor (INCERC), s-a efectuat un studiu experimental cuprinzînd încercarea pînă la rupere a trei serii de plăci pătrate de beton armat, cu armătura din oțel OL 38, TOR 47 și PC 52.

În cele ce urmează se prezintă rezultatele obținute în cadrul acestui studiu și se stabilesc concluziile necesare pentru proiectarea plăcilor armate pe două direcții.

II. PROGRAMUL EXPERIMENTAL

Studiul experimental a cuprins încercarea pînă la rupere a 15 plăci pătrate de beton armat, grupate în trei serii, în funcție de calitatea armăturii, după cum urmează :

Seria A, conținînd 5 plăci numerotate de la A1 la A5, cu armătura din oțel OL 38 ;

Seria B, conținînd 5 plăci numerotate de la B1 la B5, cu armătura din oțel TOR 47 ;

Seria C, conținînd 5 plăci numerotate de la C1 la C5, cu armătura din oțel PC 52.

În fiecare serie, plăcile s-au deosebit între ele prin mărimea procentelor de armare.

Plăcile au avut laturile de 270 cm și grosimea de 10 cm. Aceste dimensiuni sînt identice cu cele ale plăcilor pătrate încercate în cadrul Comitetului European pentru Beton [4].

Plăcile au fost rezemate simplu pe standul de încercare, alcătuit dintr-o masă metalică de formă pătrată. Liniile reazemelor au fost formate de muchiile aripilor a 4 corniere, amplasate astfel încît distanţele dintre liniile reazemelor (deschiderile de calcul ale plăcilor), pe ambele direcţii, să fie de 240 cm.

Pentru a se evita ridicarea plăcilor în timpul încercării, colţurile lor au fost ancorate de standul de încercare prin intermediul a 28 de buloane.

Modul de rezemare a plăcilor şi amplasarea orificiilor prin care au fost introduse buloanele de ancoraj sînt arătate în figura 1.

La fiecare placă, armăturile de pe cele două direcţii au fost identice.

Pe fiecare direcţie, armătura a fost aşezată uniform distribuit pe toată suprafaţa plăcii (fig. 2).

La colţuri, plăcile au fost prevăzute, la partea superioară, cu reţele de armătură identice cu cele din cîmp, pentru preluarea momentelor de torsiune din aceste zone, provenite din ancorarea colţurilor plăcilor. Aceste reţele, de formă pătrată, au avut laturile egale cu $\frac{1}{4}$ din laturile plăcilor (fig. 3).

Între reţelele de la colţuri, la feţele superioare ale plăcilor, s-a montat o armătură constructivă alcătuită din vergele de oţel OL 38, cu diametrul de 6 mm, avînd rolul de a prelua eventualele eforturi de întindere din timpul transportului şi pregătirii plăcilor pentru încercare (fig. 3).

Caracteristicile reţelelor de armătură de rezistenţă ale plăcilor sînt date în tabela 1.

Toate plăcile au fost solicitate pînă la rupere de o forţă aplicată în mijlocul lor (fig. 4 a).

Acest mod de solicitare a fost utilizat datorită faptului că, pentru aceeaşi valoare a sarcinii de rupere, redistribuţia plastică de eforturi necesară pentru transformarea plăcilor în mecanisme este mai mare la plăcile solicitate de o sarcină aplicată în mijlocul lor, pe o suprafaţă relativ mică, decît la plăcile solicitate de orice alt tip de sarcină. În consecinţă, rezultatele obţinute în cadrul experienţelor efectuate corespund celor mai defavorabile condiţii de solicitare a plăcilor.

Referitor la mărimea suprafeţei pe care a acţionat forţa exterioară, plăcile au fost grupate în următoarele două categorii:

Categoria I, cuprinzînd plăcile A1, A2, B1, B2, C1 şi C2, la care suprafaţa pe care s-a aplicat forţa exterioară a fost de 24 × 24 cm (fig. 4 b);

Categoria a II-a, cuprinzînd plăcile A3—A5, B3—B5 şi C3—C5, la care suprafaţa pe care s-a aplicat forţa exterioară a fost de 50×50 cm (fig. 4 c).

Gruparea plăcilor în aceste categorii a rezultat din condiţiile ca forţa exterioară să fie aplicată pe o suprafaţă cît mai mică şi ca ruperea plăcilor să se producă prin transformarea lor în mecanisme sau prin cedarea zonei comprimate a betonului, înainte de a se produce ruperea prin străpungere.

III. NOTAŢII

a — mărimea deschiderilor de calcul ale plăcilor (m);

A_a — secţiunea armăturii întinse, pe unitatea de lăţime de placă (cm^2/m);

d — diametrul vergelelor de armătură (mm);

e — distanţa dintre două vergele de armătură (cm);

E_a — modulul de elasticitate al armăturii (tf/cm^2);

E_b — modulul de elasticitate al betonului (tf/cm^2);

g — greutatea proprie a plăcii, pe unitatea de suprafaţă ($0{,}25\ tf/m^2$);

h — grosimea plăcii (cm);

h_1 — înălţimea utilă a plăcii, corespunzătoare armăturii de pe rîndul întîi (cm);

h_2 — înălţimea utilă a plăcii, corespunzătoare armăturii de pe rîndul al doilea (cm);

L_M — lucrul mecanic virtual al momentelor de rupere, în stadiul de mecanism al plăcii;

L_Q — lucrul mecanic virtual al sarcinilor, în stadiul de mecanism al plăcii;

M_{c2} — momentul de curgere, pe unitatea de lăţime de placă, corespunzător armăturii de pe rîndul al doilea (tfm/m);

$M_{r1}M_{r2}$ — momentele de rupere, pe unitatea de lăţime de placă, corespunzătoare înălţimilor utile h_1 şi h_2 (tfm/m);

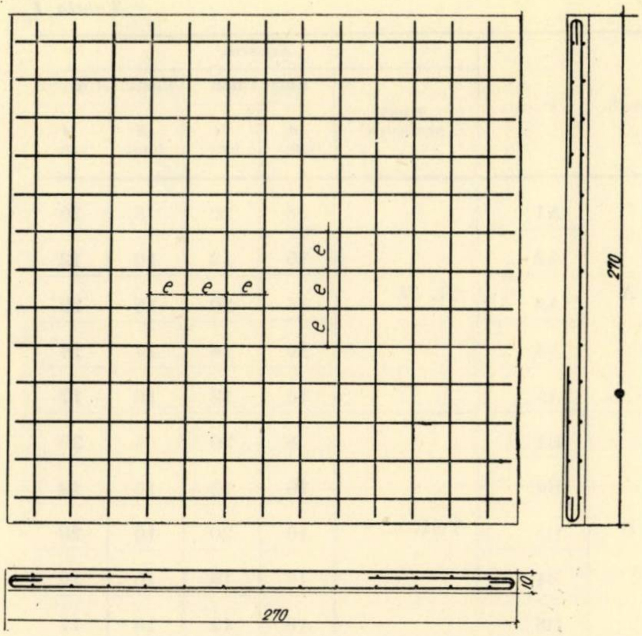


Fig. 2. Armarea plăcilor la faţa inferioară

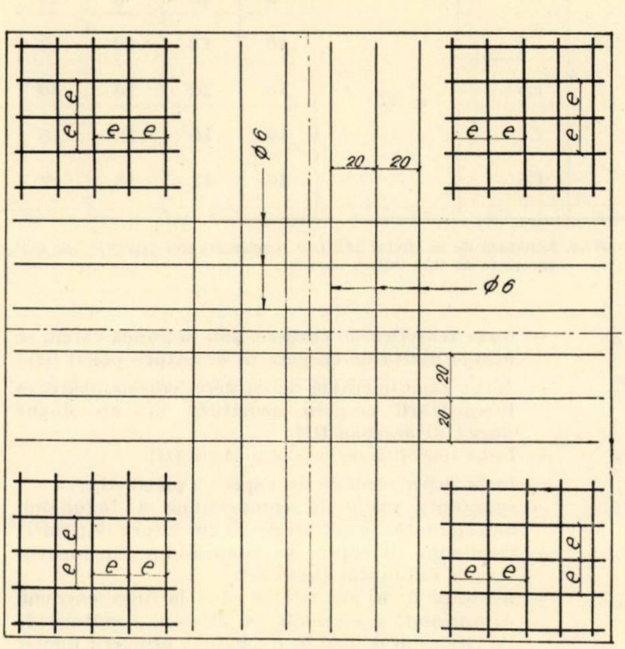


Fig. 3. Armarea plăcilor la faţa superioară

Fig. 4. Modul de aplicare a forţei exterioare

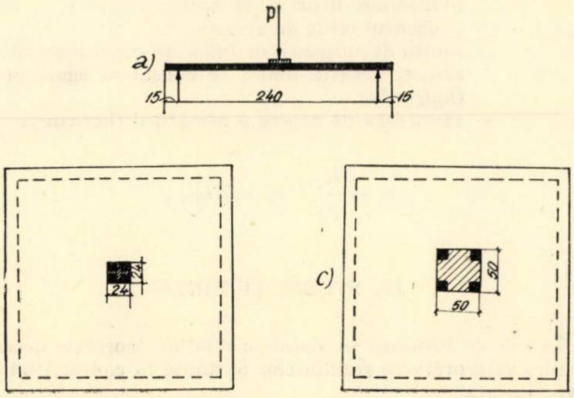


Tabela 1

Seria	Placa	Tipul armăturii	Armarea			
			Rîndul întîi		Rîndul al doilea	
			d (mm)	*e* (cm)	*d* (mm	*e* (cm)
A	A1	OL 38	8	20	8	20
	A2		10	12	10	12
	A3		16	20	16	20
	A4		16	16	16	16
	A5		16	12	16	12
B	B1	TOR 47	8	20	8	20
	B2		10	12	10	12
	B3		16	20	16	20
	B4		16	16	16	16
	B5		16	12	16	12
C	C1	PC 52	8	20	8	20
	C2		10	12	10	12
	C3		16	20	16	20
	C4		16	16	16	16
	C5		16	12	16	12

Notă. Armătura de pe rîndul întîi este constituită din vergelele cele mai apropiate de fața întinsă a plăcii.

P_c — forța teoretică de curgere, sub acțiunea căreia se atinge limita de curgere în armătura plăcii (tf);
P'_c — forța experimentală de curgere, corespunzătoare înregistrării curgerii armăturii într-un singur punct al acesteia (tf);
P_r — forța teoretică de rupere a plăcii (tf);
P'_r — forța experimentală de rupere a plăcii (tf);
R_b — rezistența medie la compresiune a betonului, determinată pe cuburi de 20 cm latură (kg/cm^2);
R_i — rezistența de rupere la compresiune din încovoiere a betonului (kgf/cm^2);
x_{c2} — distanța de la axa neutră pînă la fibra extremă comprimată a secțiunii, pe direcția armăturii de pe rîndul al doilea, în momentul atingerii limitei de curgere în armătură (cm);
x_{r1}, x_{r2} — distanțele de la axele neutre pînă la fibrele extreme comprimate, corespunzătoare momentelor de rupere M_{r1} și M_{r2} (cm);
μ_1, μ_2 — procentele de armare a plăcii, corespunzătoare înălțimilor utile h_1 și h_2;
μ_{cr} — procentul critic de armare;
σ_c — limita de curgere a oțelului; în cazul oțelului torsionat, această limită se consideră egală cu $\sigma_{0,2}$ (kgf/cm^2);
σ_r — rezistența de rupere a armăturii (kgf/cm^2);

$$n = \frac{E_a}{E_b}; \quad \alpha_2 = 3\,n\mu_2.$$

IV. STUDIU TEORETIC

În cele ce urmează se stabilesc relațiile teoretice necesare pentru interpretarea rezultatelor obținute în cadrul studiului experimental.

1. Momentul de curgere. Forța de curgere

Prin definiție, momentul de curgere al unei secțiuni de beton armat este egal cu momentul încovoietor corespunzător atingerii limitei de curgere în armătura întinsă a secțiunii.

Datorită armării identice a plăcilor pe ambele direcții, limita de curgere este atinsă, din punct de vedere teoretic, în armătura de pe rîndul al doilea.

Momentul de curgere pe unitatea de lățime de placă, dat de teoria lui Murașov [5], are expresia:

$$M_{c2} = (1 - 0{,}5\,\xi_{c2})\,\mu_2\,h_2^2\sigma_c, \tag{1}$$

în care

$$\xi_{c2} = \frac{x_{c2}}{h_2} = -\,\frac{\alpha_2}{2} + \sqrt{\frac{\alpha_2^2}{4} + \alpha_2}\,. \tag{2}$$

Pe de altă parte, dacă se admite că, din punct de vedere static, plăcile se comportă elastic pînă la atingerea limitei de curgere în armătură, teoria elasticității duce la următoarele expresii ale momentului de curgere [1]:

$$M_{c2} = 0{,}043\;ga^2 + 0{,}252\;P_c \tag{3}$$

pentru plăcile din categoria I, respectiv

$$M_{c2} = 0{,}043\;ga^2 + 0{,}184\;P_c \tag{4}$$

pentru plăcile din categoria a II-a.

Coeficienții de influență care intervin în relațiile (3) și (4) au fost stabiliți pentru un coeficient al lui Poisson egal cu 0,15.

Din egalarea momentului de curgere dat de relația (1) cu fiecare din momentele de curgere date de relațiile (3) și (4), se obțin pentru forța de curgere următoarele valori:

$$P_c = \frac{(1 - 0{,}5\,\xi_{c2})\,\mu_2\,h_2^2\,\sigma_c - 0{,}043\;ga^2}{0{,}252} \tag{5}$$

pentru plăcile din categoria I, respectiv

$$P_c = \frac{(1 - 0{,}5\,\xi_{c2})\,\mu_2\,h_2^2\,\sigma_c - 0{,}043\;ga^2}{0{,}184} \tag{6}$$

pentru plăcile din categoria a II-a.

2. Momentele de rupere. Forța de rupere

Momentele de rupere ale unei plăci de beton armat, pe unitatea de lățime, determinate pe baza ipotezelor metodei de calcul la rupere, au expresiile:

$$M_{r1} = (1 - 0{,}5\,\xi_{r1})\,\mu_1\,h_1^2\,\sigma_c \tag{7}$$

$$M_{r2} = (1 - 0{,}5\,\xi_{r2})\,\mu_2\,h_2^2\,\sigma_c, \tag{8}$$

în care

$$\xi_{r1} = \frac{x_{r1}}{h_1} = \mu_1\,\frac{\sigma_c}{R_i} \tag{9}$$

$$\xi_{r2} = \frac{x_{r2}}{h_2} = \mu_2\,\frac{\sigma_c}{R_i}\,. \tag{10}$$

Forța de rupere a unei plăci, dedusă pe baza teoriei liniilor de rupere, se obține din ecuația de echilibru plastic a plăcii. Această ecuație exprimă egalitatea dintre lucrul mecanic virtual al forțelor care solicită placa și lucrul mecanic virtual al momentelor de rupere care acționează de-a lungul liniilor de rupere, în stadiul de mecanism al plăcii.

Schema mecanismului de rupere a plăcilor din categoria I este reprezentată în figura 5, iar cea a plăcilor din categoria a II-a în figura 6. În aceste scheme, punctele de intersecție ale liniilor de rupere coincid cu centrele de greutate ale celor 4 suprafețe de dimensiuni 10 × 10 cm, prin care s-a exercitat acțiunea forței exterioare asupra plăcilor (fig. 4 b, c).

Pentru o deplasare virtuală a zonei centrale egală cu unitatea, schema de rupere a plăcilor din categoria I conduce la următoarele expresii ale lucrurilor mecanice virtuale L_M și L_Q:

$$-\,L_M = 4{,}77\,(M_{r1} + M_{r2}) \tag{11}$$

$$L_Q = 1{,}94\;g + P_r\,. \tag{12}$$

Din ecuaţia de echilibru plastic

$$L_M + L_Q = 0 \tag{13}$$

rezultă mărimea forţei de rupere :

$$P_r = 4{,}77\,(M_{r1} + M_{r2}) - 1{,}94\ g. \tag{14}$$

În mod analog, pentru schema de rupere a plăcilor din categoria a II-a se obţine :

$$-L_M = 5{,}40(M_{r1} + M_{r2}), \tag{15}$$

$$L_Q = 2{,}18\,g + P_r \tag{16}$$

şi

$$P_r = 5{,}40(M_{r1} + M_{r2}) - 2{,}18\ g. \tag{17}$$

V. STUDIU EXPERIMENTAL

1. Caracteristicile mecanice ale materialelor

Rezistenţa medie la compresiune a betonului, determinată pe cuburi de 20 cm latură la data încercării fiecărei plăci, rezistenţa medie la compresiune din încovoiere a betonului, determinată cu relaţia

$$R_i = 1{,}25\,\frac{1\,300 + R_b}{1\,450 + 3R_b}\,R_b, \tag{18}$$

precum şi modulul de elasticitate al betonului sînt date în tabela 2.

Această tabelă conţine, de asemenea, următoarele caracteristici ale armăturii : diametrul vergelelor, limita de curgere medie, rezistenţa de rupere medie şi alungirea medie la rupere. Aceste caracteristici au fost determinate pe minimum trei probe extrase din armătura fiecărei plăci.

La tipurile de oţel OL 38 şi PC 52, limita de curgere s-a luat egală cu efortul unitar corespunzător palierului de curgere.

Tabela 2

Placa	R_b (kgf/cm²)	R_i (kgf/cm²)	E_b (tf/cm²)	d (mm)	σ_c (kgf/cm²)	σ_r (kgf/cm²)	δ_{10} (%)
A1	160	151	253	8	2730	4150	21,7
A2	195	179	281	10	2280	4230	30,0
A3	190	175	277	16	2670	3760	27,7
A4	151	144	244	16	2670	3760	27,7
A5	186	172	275	16	2670	3760	27,7
B1	164	155	257	8	4340	5330	13,3
B2	195	179	281	10	3470	4600	11,0
B3	143	137	237	16	3920	5420	10,0
B4	151	144	244	16	3920	5420	10,0
B5	163	154	256	16	3920	5420	10,0
C1	164	155	257	8	3130	4520	21,7
C2	190	175	277	10	3700	5190	21,0
C3	143	137	237	16	3600	5590	20,8
C4	186	172	275	16	3600	5590	20,8
C5	163	154	256	16	3600	5590	20,8

Notă. δ_{10} reprezintă alungirea medie a armăturii la rupere, măsurată pe o bază de 10 cm.

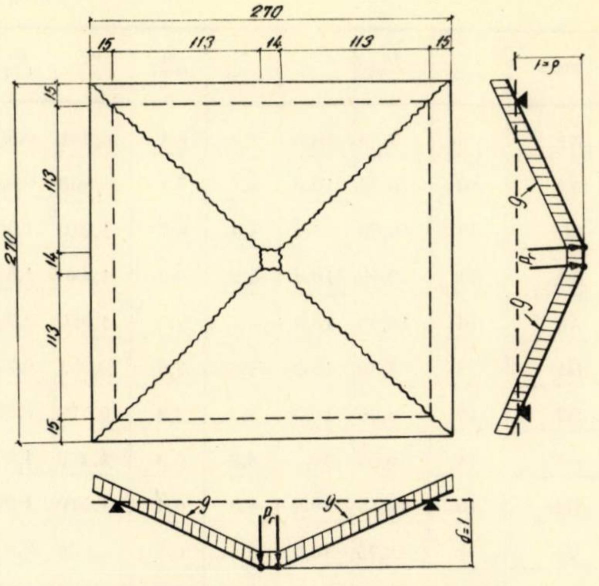


Fig. 5. Mecanismul de rupere a plăcilor din categoria I

La oţelul TOR 47, limita de curgere s-a considerat egală cu efortul unitar corespunzător unei deformaţii remanente de 0,2 %.

Ca modul de elasticitate al oţelului s-a considerat în toate cazurile valoarea $E_a = 2\,100$ tf/cm².

2. Caracteristicile geometrice efective ale plăcilor

În tabela 3 sînt date caracteristicile efective ale plăcilor, obţinute prin măsurători directe înainte şi după încercarea plăcilor.

3. Descrierea încercărilor

Forţa exterioară s-a transmis plăcilor de beton armat prin intermediul unei plăci de fontă, care a încărcat în mod egal 4 plăcuţe pătrate de 10 cm latură şi 1 cm grosime, aşezate pe un strat de material plastic de 1 cm grosime. Plăcuţele au fost amplasate la colţurile unui contur de formă pătrată avînd laturile de 24 cm la plăcile din categoria I, respectiv de 50 cm la plăcile din categoria a II-a.

Fig. 6. Mecanismul de rupere a plăcilor din categoria a II-a

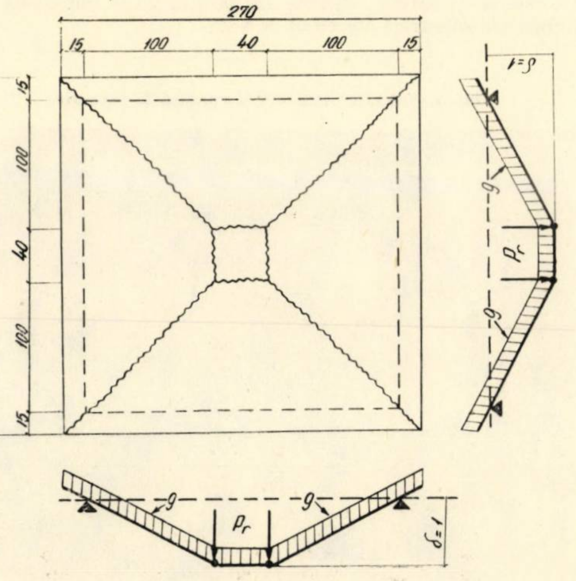


Tabela 3

Placa	d (mm)	A_a (cm²/m)	h (cm)	h_1 (cm)	h_2 (cm)	μ_1 (%)	μ_2 (%)
A1	8	2,50	10,5	8,9	8,1	0,281	0,309
A2	10	6,55	10,0	8,1	7,1	0,808	0,922
A3	16	10,05	10,4	8,3	6,7	1,210	1,500
A4	16	12,55	10,4	8,5	6,9	1,480	1,820
A5	16	16,75	10,5	8,6	7,0	1,950	2,390
B1	8	2,50	10,2	8,6	7,6	0,291	0,329
B2	10	6,55	10,3	8,5	7,3	0,772	0,897
B3	16	10,05	10,3	8,2	6,3	1,230	1,600
B4	16	12,55	10,5	8,3	6,4	1,510	1,960
B5	16	16,75	10,4	8,4	6,5	2,000	2,570
C1	8	2,50	10,3	8,8	7,9	0,284	0,317
C2	10	6,55	10,2	8,4	7,3	0,780	0,898
C3	16	10,05	10,1	8,1	6,3	1,240	1,595
C4	16	12,55	10,0	8,0	6,2	1,565	2,030
C5	16	16,75	10,4	8,4	6,6	1,995	2,540

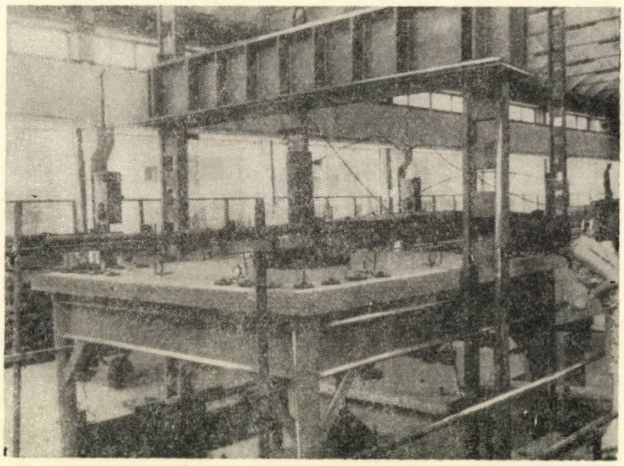
Producerea forței exterioare s-a efectuat cu ajutorul unui cric hidraulic, acționat de o pompă manuală de tip Freyssinet. În figura 7 se prezintă o vedere de ansamblu a standului de încercare, cuprinzînd dispozitivul de realizare și de transmitere a forței.

Referitor la problemele tratate în cadrul prezentei lucrări, în decursul încercării plăcilor s-au efectuat măsurători privind :

— Mărimea forței aplicate în centrul plăcii. În acest scop s-a folosit o doză de presiune Philips de 20 tone capacitate pentru plăcile din categoria I și o doză similară, de 50 tone capacitate, pentru plăcile din categoria a II-a. Dozele au fost conectate la o punte tensometrică Philips, prin intermediul căreia s-a determinat valoarea forței exterioare la fiecare treaptă de încărcare.

— Deformațiile armăturii în centrul plăcilor și în punctele situate pe diagonale la distanțe de 80 cm și respectiv 30 cm de marginile plăcilor (fig. 8). Măsurătorile au fost efectuate cu traductoare electrice rezistive cu baza de 2 cm, conectate la o punte tensometrică de tipul S.A.-2.

Fig. 7. Vedere de ansamblu a standului de încercare

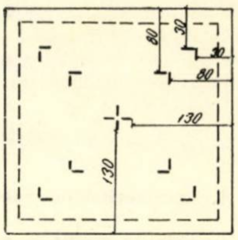


4. Forța de curgere

Forța experimentală de curgere a fiecărei plăci a fost obținută prin citirea ei directă la puntea tensometrică Philips, la treapta corespunzătoare atingerii limitei de curgere în armătură.

În tabela 4 sînt date valorile experimentale și teoretice ale forțelor de curgere, precum și raporturile acestor valori. Forțele teoretice de curgere au fost calculate cu relațiile (5) și (6), folosindu-se în acest scop caracteristicile efective ale plăcilor, date în tabela 3.

Fig. 8. Punctele de măsurare a deformațiilor armăturii



Observații

1. La plăcile B4, B5 și C5, la care momentul de curgere M_{c2} a rezultat mai mare decît momentul de rupere M_{r2}, în relația (6) s-a înlocuit M_{c2} prin M_{r2}.
2. Ca forță experimentală de curgere s-a considerat forța corespunzătoare atingerii deformației de curgere în armătură, indiferent dacă aceasta s-a produs în armătura de pe rîndul întîi sau în cea de pe rîndul al doilea.

Din tabela 4 rezultă că în toate cazurile forțele experimentale de curgere au fost sensibil mai mari decît cele teoretice, diferența dintre ele fiind cu atît mai mare cu cît procentele de armare au fost mai mici. Această diferență se datorește în principal procesului de fisurare a betonului întins, care a dus la modificări substanțiale ale rigidităților pe cele două direcții ale plăcilor. La rîndul lor, aceste modificări au provocat o redistribuție de eforturi în domeniul elastic de comportare a armăturii, care a avut ca rezultat o întîrziere a atingerii limitei de curgere în armătura plăcilor, cu atît mai mare cu cît procentele de armare au fost mai mici.

Tabela 4

Placa	μ_2 %	P'_c (tf)	P_c (tf)	$\frac{P'_c}{P_c}$
A1	0,309	3,90	1,69	2,31
A2	0,922	5,10	3,19	1,60
A3	1,500	10,45	7,30	1,43
A4	1,820	13,20	9,12	1,44
A5	2,390	13,55	12,35	1,10
B1	0,329	8,00	2,63	3,04
B2	0,897	11,05	5,17	2,14
B3	1,600	—	10,00	—
B4	1,960	19,00	12,25	1,55
B5	2,570	—	15,25	—
C1	0,317	4,45	1,92	2,32
C2	0,898	6,70	5,52	1,21
C3	1,595	11,55	9,12	1,27
C4	2,030	14,25	11,25	1,27
C5	2,540	15,55	14,90	1,04

Din cele de mai sus rezultă că utilizarea teoriei elasticităţii la determinarea forţelor de curgere ale plăcilor duce la valori ale acestor forţe mai mici decît cele reale. Această concluzie prezintă o importanţă practică deosebită, întrucît ea arată că plăcile dimensionate în domeniul plastic, care în stadiul de exploatare lucrează, conform teoriei elasticităţii, cu eforturi unitare în armătură situate în vecinătatea limitei de curgere sau chiar egale cu această limită, prezintă în realitate o siguranţă suplimentară în ceea ce priveşte intrarea în curgere a armăturii.

5. Forţa de rupere

Ca stadiu de rupere a plăcilor s-a considerat momentul în care săgeţile acestora au crescut substanţial, fără ca forţa exterioară să înregistreze o majorare sensibilă.

Aspectele feţelor întinse ale primei şi ultimei plăci din seriile A şi C, după descărcare, sînt redate în figurile 9—12.

Examinarea plăcilor în stadiul de rupere a arătat că reţelele de armătură de la colţuri au împiedicat apariţia fenomenului de bifurcare a liniilor de rupere în aceste zone, care, după cum este cunoscut [6], ar fi influenţat nefavorabil asupra capacităţii portante a plăcilor.

În tabela 5 sînt date valorile experimentale şi teoretice ale forţelor de rupere, precum şi rapoarturile acestor valori. Forţele teoretice de rupere au fost calculate cu relaţiile (14) şi (17).

Datele cuprinse în tabela 5 arată că pentru fiecare serie de plăci există o valoare critică a procentului de armare cel mai mare, μ_2, pînă la care forţa experimentală de rupere este mai mare decît forţa teoretică de rupere, ultima fiind stabilită pe baza teoriei liniilor de rupere. De îndată ce această valoare critică este depăşită, capacitatea portantă efectivă a plăcilor este mai mică decît cea furnizată de teoria liniilor de rupere.

Pentru stabilirea valorilor procentelor critice de armare, s-au construit diagramele din figurile 13—15, în care, pentru fiecare serie de plăci, s-au trasat variaţiile forţelor teoretice şi experimentale de rupere, în funcţie de procentul de armare cel mai mare, μ_2, al fiecărei plăci.

Din aceste diagrame rezultă următoarele valori ale procentelor critice de armare:

Seria A (oţel OL 38) — $\mu_{cr} = 1,15\%$;
Seria B (oţel TOR 47) — $\mu_{cr} = 0,86\%$;
Seria C (oţel PC 52) — $\mu_{cr} = 0,67\%$.

În concluzie, procentul critic de armare reprezintă, prin definiţie, punctul de demarcaţie dintre două domenii ale procentelor de armare ale plăcilor rezemate pe două direcţii, şi anume:

— domeniul procentelor de armare inferioare procentului critic, pentru care este aplicabilă teoria liniilor de rupere, întrucît utilizarea ei duce la obţinerea unor forţe de rupere mai mici decît cele reale, şi

— domeniul procentelor de armare superioare procentului critic, pentru care teoria liniilor de rupere încetează de a mai fi aplicabilă, întrucît utilizarea ei ar duce la obţinerea unor forţe teoretice de rupere mai mari decît cele reale.

În primul caz, ruperea plăcilor poate fi considerată drept consecinţa transformării lor în mecanisme, în timp ce în al doilea caz, ruperea plăcilor are loc prin cedarea betonului comprimat din zona cea mai solicitată a lor, înainte ca întreaga armătură intersectată de liniile de rupere să ajungă la curgere.

În cazul studiului experimental efectuat, această delimitare în ce priveşte modul de rupere a plăcilor este pusă în evidenţă şi de gradul de plastificare a armăturii în momentul

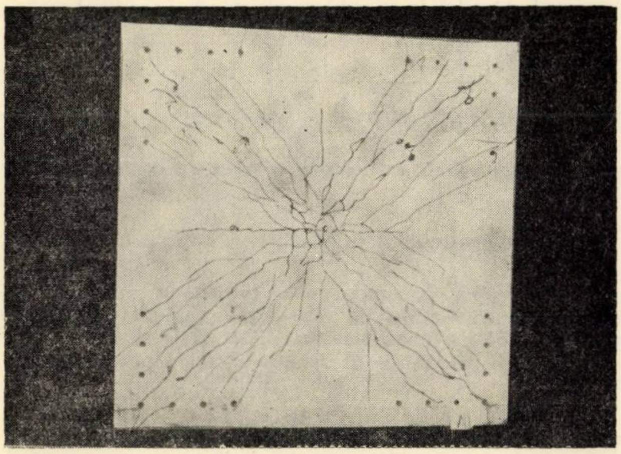


Fig. 9. Aspectul plăcii A 1 după rupere

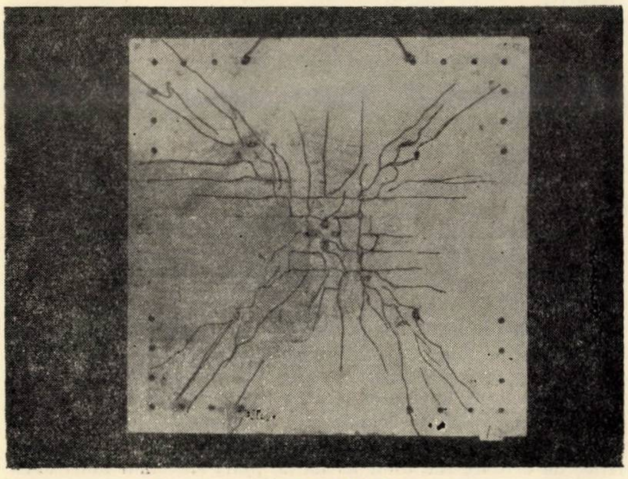


Fig. 10. Aspectul plăcii A 5 după rupere

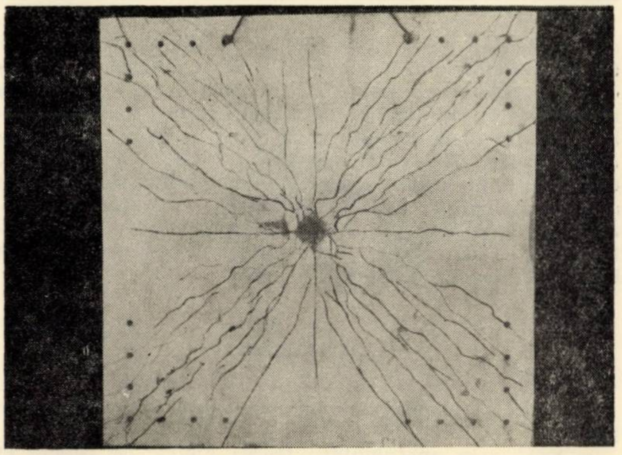


Fig. 11. Aspectul plăcii C 1 după rupere

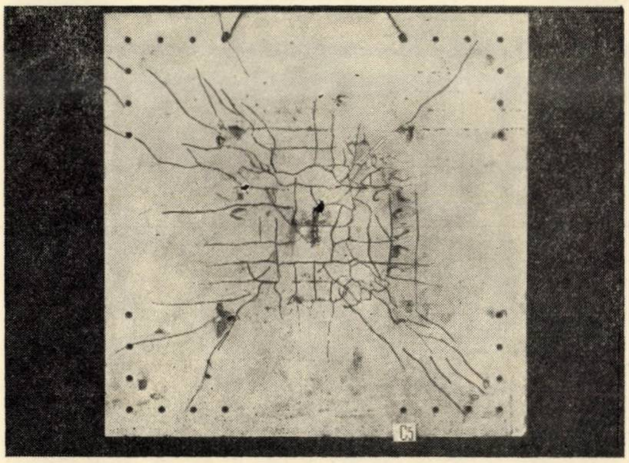


Fig. 12. Aspectul plăcii C 5 după rupere

Tabela 5

Placa	μ_2 (%)	P'_r (tf)	P_r (tf)	$\frac{P'_r}{P_r}$
A1	0,309	6,85	4,90	1,40
A2	0,922	11,25	9,70	1,16
A3	1,500	17,27	19,00	0,91
A4	1,820	18,27	23,10	0,79
A5	2,390	21,77	30,90	0,70
B1	0,329	10,25	7,54	1,36
B2	0,897	15,25	15,20	1,00
B3	1,600	19,25	24,30	0,79
B4	1,940	20,27	29,50	0,69
B5	2,570	22,27	37,20	0,60
C1	0,317	8,25	5,60	1,47
C2	0,898	14,75	16,10	0,92
C3	1,595	18,27	22,40	0,82
C4	2,030	20,77	27,80	0,75
C5	2,540	24,27	35,67	0,68

ruperii plăcilor. Pentru exemplificare, în figurile 16 și 17 sînt trasate variațiile alungirilor specifice ale armăturii, în funcție de mărimea forței exterioare, pentru plăcile A1 și A5. Punctele în care au fost măsurate aceste alungiri au fost situate în mijlocul plăcilor și la distanțe de 80 cm și respectiv 30 cm de marginile lor. Din aceste diagrame rezultă că la placa A1, cu procentul de armare μ_2 cel mai mic, plastificarea armăturii a fost completă, în timp ce la placa A5, cu procentul de armare μ_2 cel mai mare, o parte însemnată a armăturii intersectate de liniile de rupere a fost solicitată de eforturi inferioare limitei de curgere în momentul ruperii.

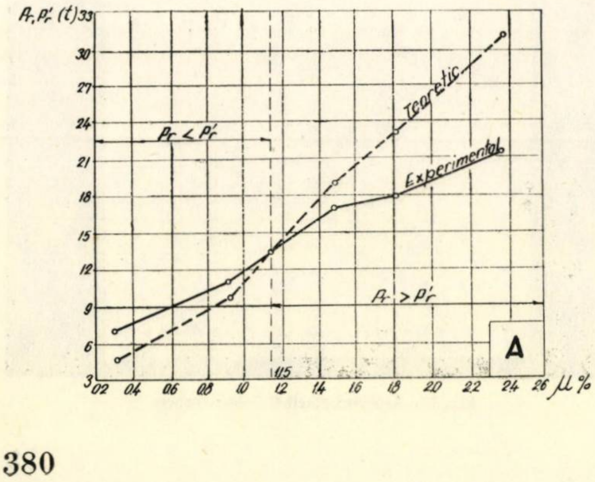
VI. CONCLUZII

Studiul experimental efectuat a avut următoarele obiective principale :

— verificarea aplicabilității teoriei liniilor de rupere la plăcile armate cu oțeluri de calitate superioară, și

— stabilirea domeniului procentelor de armare în interiorul căruia este aplicabilă teoria liniilor de rupere.

Fig. 13. Forțele teoretice și experimentale de rupere ale plăcilor din seria A



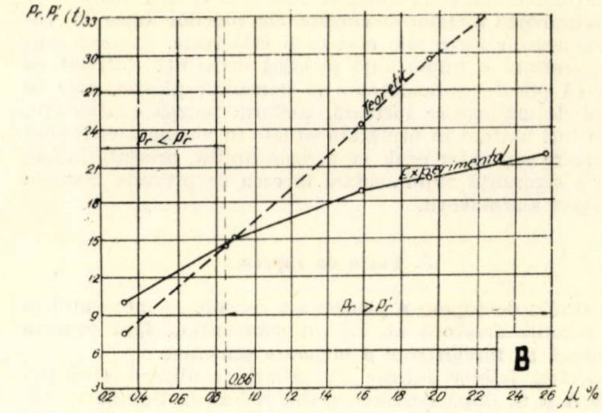


Fig. 14. Forțele teoretice și experimentale de rupere ale plăcilor din seria B

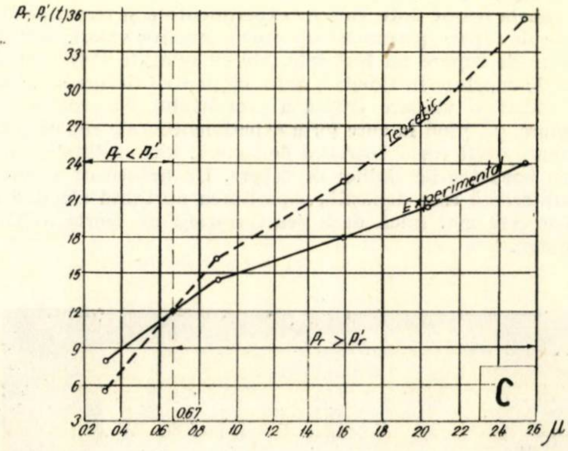


Fig. 15. Forțele teoretice și experimentale de rupere ale plăcilor din seria C

Referitor la aceste două probleme s-au obținut următoarele rezultate :

1. Teoria liniilor de rupere este totdeauna aplicabilă la determinarea capacității de rezistență a plăcilor de beton armat cu armătura din oțel de tip OL 38, TOR 47 sau PC 52, cu condiția ca procentele de armare să nu depășească anumite limite.

2. Pentru fiecare tip de oțel și marcă de beton există un procent critic de armare, pînă la care sarcinile de rupere ale plăcilor, calculate pe baza teoriei liniilor de rupere, sînt inferioare celor reale.

Pentru plăcile experimentate s-au obținut următoarele procente critice de armare :

μ_{cr} = 1,15 % pentru oțel OL 38 ;

μ_{cr} = 0,86 % pentru oțel TOR 47 ;

μ_{cr} = 0,67 % pentru oțel PC 52.

3. Procentele critice de armare de mai sus reprezintă valori minime, datorită faptului că ele au fost obținute din studiul experimental al unor plăci al căror mod de solicitare și sistem de armare implică, din punct de vedere teoretic, o mare redistribuție plastică a eforturilor pentru transformarea lor în mecanisme.

4. La plăcile utilizate în construcții civile și industriale, solicitate de sarcini uniform distribuite pe toată întinderea suprafețelor lor, redistribuția plastică de eforturi necesară ruperii este mult mai mică decît cea corespunzătoare cazului în care aceste plăci ar fi solicitate de sarcini aplicate în zona centrală a suprafețelor lor. Datorită acestui fapt, procentele critice de armare ale unor astfel de plăci sînt mai mari decît cele obținute în cadrul acestui studiu.

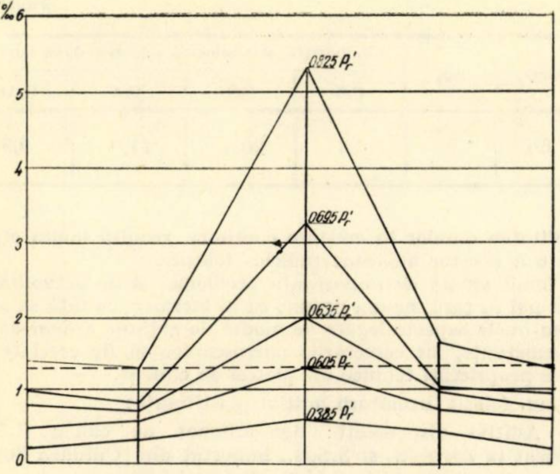


Fig. 16. Deformaţiile armăturii plăcii A 1

Ţinînd seamă de rezultatele experimentale prezentate mai sus, se poate considera că pentru plăcile solicitate de sarcini uniform distribuite, pe toată întinderea suprafeţelor lor, sînt valabile următoarele valori ale procentelor critice de armare :

$\mu_{cr} = 1{,}4\,\%$ pentru oţel OL 28 şi $R_b \geqslant 200$ kgf/cm^2 ;

$\mu_{cr} = 1{,}0\,\%$ pentru oţel TOR 47 şi $R_b \geqslant 200$ kgf/cm^2 ;

$\mu_{cr} = 0{,}8\,\%$ pentru oţel PC 52 şi $R_b \geqslant 200$ kgf/cm^2.

5. Procentele critice de armare stabilite mai sus se referă la armătura din cîmp a plăcilor. Ele rămîn însă valabile şi pentru armătura de pe reazemele plăcilor încastrate sau continue, întrucît procentele critice de armare corespunzătoare acestei armături sînt cel puţin egale cu cele ale armăturii din cîmp. Această concluzie se bazează pe faptul că redistribuţia de eforturi necesară pentru plastificarea întregii armături de pe lungimea unui reazem este întotdeauna mai mică decît cea necesară pentru plastificarea întregii armături din cîmp.

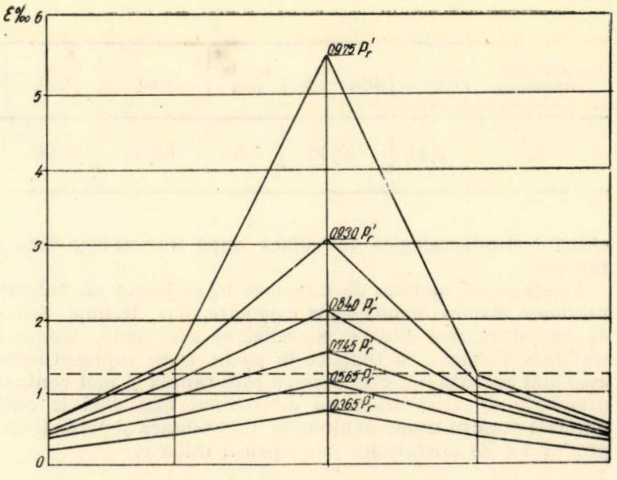


Fig. 17. Deformaţiile armăturii plăcii A 5

Determinarea, cu mai multă exactitate, a procentelor critice ale armăturii de pe reazemele plăcilor încastrate sau continue, rezemate pe două direcţii, va face obiectul unui studiu experimental ulterior.

Bibliografie

[1] Bareš R. : *Tabulky pro vypocet desek a sten.* Státni nakladatelstvi technické literatury, Praha, 1964.

[2] Ingerslev A. : *The strength of rectangular slabs.* Journal of the Institution of Structural Engineers, Vol. 1, Nr. 1, London, 1923.

[3] Johansen K. W. : *Yield-line Theory.* Cement and Concrete Association, London, 1962.

[4] Maldague J. C. : *Essais de dalles simples ou continues armées de différents types d'acier.* Bulletin d'information Nr. 44, Comité Européen du Béton, Paris, 1964.

[5] Muraşov V. I. : *Treşcinoustoicivosti, ĵostkosti i procinosti ĵelezobetona.* Maşstroiizdat, Moskva, 1950.

[6] Wood R. H. : *Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs.* London, Thames and Hudson, 1961.

Cercetări microscopice asupra hidratării cimentului şi a formării structurii pietrei de ciment sub influenţa aditivilor plastifianţi

Dr. ing. V. Moldovan

1. Hidratarea cimentului este un proces foarte complex care constă în reacţia componenţilor cimentului cu apa, reacţii în urma cărora se formează hidrosulfoaluminaţi de calciu, hidroaluminaţi de calciu, hidrosilicaţi de calciu, hidroxid de calciu, compuşi care în majoritatea lor au o compoziţie şi o structură complexă.

Prin folosirea metodelor moderne de cercetare s-au făcut progrese mari în ceea ce priveşte compoziţia şi structura produselor de hidratare şi progrese mult mai mici în ceea ce priveşte modul de întărire, sinteza rezistenţei pietrei de ciment.

Subliniindu-se justificat rolul deosebit pe care hidrosilicaţii de calciu îl au în asigurarea în timp a rezistenţelor mecanice, se neglijează uneori rolul deosebit pe care îl au primele neoformaţii de hidratare : hidrosulfoaluminaţii şi hidroaluminaţii de calciu în procesele de priză, în asigurarea rezistenţelor (în special în faza iniţială) şi în dezvoltarea structurii liantului întărit.

Viteza de hidratare, natura şi volumul produselor rezultate depind de compoziţia chimică şi mineralogică a cimentului, de fineţea lui de măcinare, de proporţia de apă, de temperatură etc. Dar toţi aceşti factori variază în timp, de aici complexitatea fenomenelor.

În lucrarea prezentă sînt scoase în evidenţă unele fenomene ce se produc la hidratarea cimentului în suspensii de ciment curat şi sub influenţa aditivilor plastifianţi, iar pentru urmărirea structurii pietrei de ciment şi a modificărilor de structură ce se produc sub influenţa aditivilor plastifianţi s-au preparat secţiuni subţiri din paste întărite şi s-au făcut cercetări prin transparenţă. Cercetările microscopice sînt corelate şi cu unele proprietăţi tehnice ale pietrei de ciment.

2. CERCETĂRI MICROSCOPICE ASUPRA HIDRATĂRII CIMENTULUI ÎN SUSPENSII

Cercetările în suspensii s-au făcut amestecînd cimentul cu apa într-un raport apă : ciment aproximativ 3 sau în cazul folosirii aditivilor s-a lucrat cu soluţiile acestora. Rezultatele de mai jos sînt date pentru un ciment RIM a cărui compoziţie

Tabela 1

Compoziţia cimentului	P.C.	SiO_2 + ins.	ins. în HCl	CaO	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	SO_3	Compoziţia mineralogică calculată după Bogue			
									C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
%	2,41	22,30	1,63	62,37	6,14	3,11	1,60	1,90	58	20,5	11,0	9,5

chimică şi mineralogică (calculată după Bogue) este dată în tabela 1.

Precizăm că metoda de cercetare în suspensii dă indicaţii preţioase asupra fenomenelor existente, dar trebuie arătat că, în soluţii mai diluate, cristalizarea este lentă, produsele sînt bine formate, în timp ce în paste, unde suprasaturarea este mai accentuată, cristalizarea este rapidă şi mai confuză, produsele de cristalizare au dimensiuni mai mici şi chiar dacă ele cresc în timp, nu ajung la dimensiunea şi perfecţiunea produselor de cristalizare în suspensii diluate.

2. 1. Aspecte ale hidratării cimentului în suspensii de ciment Portland

Făcîndu-se observaţii la microscopul optic cu măriri pînă la 420 de ori, în timp îndelungat şi pe un număr mai mare de probe, se fac următoarele constatări asupra hidratării.

Primele neoformaţii de hidratare sînt produse aciculare de hidrosulfoaluminat de calciu, care, din cauza insolubilităţii lor, precipită în primele 10—15 minute la suprafaţa granulelor de ciment şi formează o barieră care întîrzie hidratarea (fig. 1). Factorul hotărîtor al hidratării în continuare este posibilitatea difuziei apei prin peliculele în curs de formare şi a ionilor din granulă spre mediul apos. După 3—5 ore apar hidroaluminaţi de calciu exagonali sau pseudoexagonali, în special în spaţiul dintre granule, care cresc în număr şi dimensiuni (fig. 2).

După 5—7 zile apar plăci exagonale bine formate de hidroxid de calciu.

După 12—15 zile apare vizibil la microscop un gel precipitat în spaţiul dintre granule, dar mai abundent la suprafaţa granulelor (fig. 3). După circa 5—6 luni formaţiile exagonale de hidroaluminaţi de calciu s-au transformat în hidroaluminaţi cubici (fig. 4).

Urmărind evoluţia formaţiilor de hidratare se constată trecerea hidroaluminaţilor exagonali în hidroaluminat cubic. În cazul nostru, astfel de transformări le-am observat la microscopul optic după 5—6 luni, viteza de transformare depinzînd în esenţă de temperatură şi umiditate.

2. 2. Influenţa aditivilor plastifianţi asupra apariţiei şi dezvoltării structurilor în suspensiile de ciment Portland

Rezultatele bune obţinute în folosirea aditivilor plastifianţi au dus la extinderea în folosire a unui număr tot mai mare de astfel de substanţe. O documentare vastă şi variată, bazată pe experienţe de producţie, este acumulată, iar din totalitatea datelor în creştere continuă rezultă înalta eficacitate a acestor adaosuri judicios folosite.

Ţinînd seamă de importanţa problemei şi de actualitatea ei la noi în ţară, ne-am propus ca în lucrarea de faţă să analizăm unele aspecte legate de modul de acţiune a unor astfel de substanţe, iar cercetările microscopice să fie corelate cu unele proprietăţi tehnice ale pietrei de ciment.

S-au folosit următorii aditivi plastifianţi :

— Aditivi dispersanţi : lignosulfonat de calciu (LSC), fabricat la Zărneşti, şi S.S.B., importat din Uniunea Sovietică, în proporţie de la 0,15% pînă la 1,5%.

— Aditivi antrenatori de aer : alchilarilsulfonat de sodiu (A.A.S.) şi aluminat de sodiu (Resso) în proporţie de 0,02%... 0,3%.

— Aditivi micşti : frioplastul KFS 5 în proporţie de 0,15—1,5%.

Toţi aditivii s-au dizolvat în apă şi s-a lucrat cu soluţiile acestora.

Cercetările microscopice arată că aditivii folosiţi îşi pot manifesta acţiunea asupra dispersării cimentului, asupra volumului şi dimensiunii neoformaţiilor de hidratare şi asupra vitezei de creştere a acestora.

Influenţa aditivilor plastifianţi asupra dispersării cimentului

Există o diferenţiere în modul cum aceşti aditivi acţionează asupra cimentului în primele momente după amestecarea cu apă.

În timp ce în cazul cimentului curat în suspensie se formează aglomerări de particule în formă de colonii (fig. 5), în prezenţa aditivilor plastifianţi şi micşti se produce o deflocculare a sistemului (fig. 6), dirpersarea fiind cu atît mai accentuată cu cît procentul de aditiv este mai mare. Atît Resso cît şi AAS produc o dispersare la procente mai mare de 0,2%.

Capacitatea de dispersare a unui aditiv se pune bine în evidenţă folosind fracţiuni monogranulare de ciment. Aditivii dispersanţi şi micşti îndepărtează fracţiunile fine reţinute la suprafaţa granulelor mai mari (fig. 7 şi 8).

Dintre aditivii cercetaţi, cei mai buni dispersanţi s-au dovedit a fi în ordine descrescîndă : frioplastul (KFS5), SSB şi LSC. Acţiunea puternic dispersantă la toate aceste adaosuri se manifestă la adaosuri mai mari de 0,4... 0,6%.

Dispersarea cimentului şi frînarea formării structurilor de coagulare prin folosirea dispersanţilor determină o hidratare mai intensă a cimentului, o folosire mai completă a capacităţii liante a cimentului.

Fig. 1. Suspensia de ciment Portland la 4 ore după amestecare cu apă

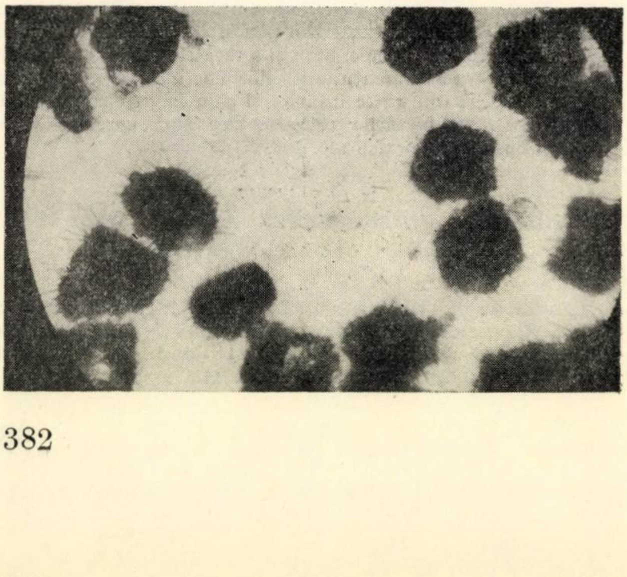
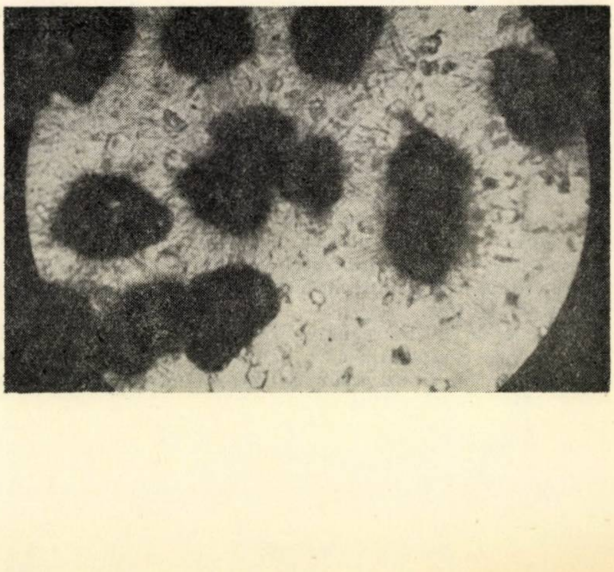


Fig. 2. Evoluţia suspensiei de ciment Portland la 14 zile după amestecare cu apă



Influenţa aditivilor plastifianţi asupra volumului şi dimensiunii produselor de hidratare

Aditivii antrenatori de aer A.A.S. şi Resso nu modifică sensibil (în procentele utilizate în practică) hidratarea cimentului şi dimensiunea produselor de hidratare. Produsele de cristalizare sînt bine formate şi uneori produsele aciculare sînt foarte bine dezvoltate (mai ales în cazul A.A.S., cînd se utilizează în proporţii mai mari de 0,1 %).

Aditivii dispersanţi şi micşti îşi manifestă acţiunea în funcţie de procentul adăugat :

Procente mai mici de 0,1—0,2 % Frioplast, S.S.B., L.S.C. nu modifică dimensiunea produselor de hidratare.

Prin adaosul acestor substanţe în procente de circa 0,4—0,5 % neoformaţiile de hidroaluminaţi se dezvoltă mai puţin, dar mai egal în toate direcţiile. La procente mai mari de 0,6—0,7 % frioplast SSB sau LSC, produsele de hidratare sînt foarte numeroase şi cu dimensiuni atît de mici încît forma lor se observă cu greu la microscopul optic (fig. 9).

Sporirea numărului de cristale şi micşorarea dimensiunilor acestora arată că astfel de substanţe se adsorb nu numai la suprafaţa granulelor de ciment, ci şi la suprafaţa neoformaţiilor de hidratare influenţînd astfel cinetica de hidratare şi viteza de creştere a neoformaţiilor de hidratare. Cea mai mare influenţă asupra dezvoltării neoformaţiilor de hidratare o exercită SSB şi LSC, în cazul cărora produsele de cristalizare se pot observa de-abia după 15—20 de zile (la un procent 0,8 % adaos), în timp ce, în cazul frioplastului, produsele de cristalizare se observă după trei zile (la un procent de 0,8 %).

Cercetările efectuate ne duc la concluzia că adsorbţia acestor adaosuri şi la suprafaţa produselor de hidratare explică de ce procentul optim de adaos depinde de compoziţia mineralogică a cimentului. Clincherele mai bogate în C_3S şi mai ales în C_3A cer o proporţie mai mare de lignosulfonat de calciu, nu pentru că adsorbţia acestor adaosuri la suprafaţa mineralelor de clincher ar scădea în ordinea C_3A, C_3S, C_4AF, C_2S, ci pentru că C_3A şi C_3S sînt componenţii care se hidratează mai repede (în special C_3A) şi dau un volum mai mare de produse de hidratare (C_3S).

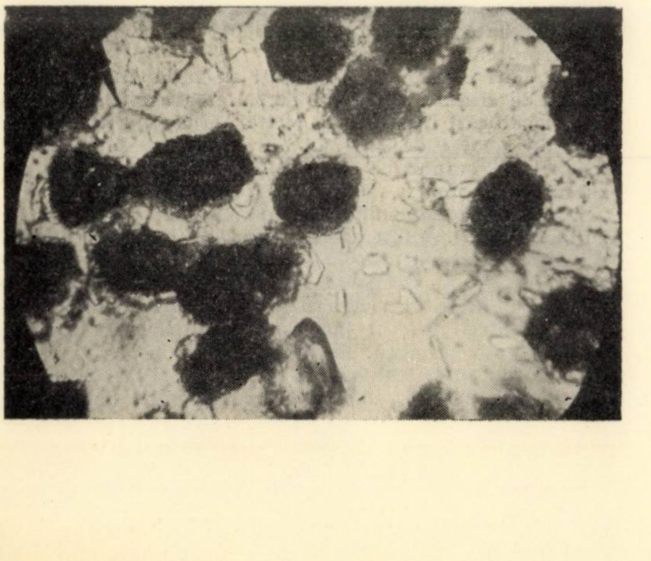
La dozarea unor astfel de adaosuri trebuie să ţinem seamă de fineţea de măcinare a cimentului, de compoziţia mineralogică a clincherului, de procentul de ghips şi de toţi factorii care influenţează viteza de hidratare, volumul şi suprafaţa totală a primelor neoformaţii de hidratare.

3. Cercetări microscopice asupra structurii pietrei de ciment

Cercetările în suspensii sînt indicate pentru urmărirea proceselor de hidratare, a formaţiilor apărute, dar o imagine mai reală a structurii cimentului întărit se obţine efectuînd cercetări pe paste, în cazul cercetărilor microscopice folosind secţiunile subţiri.

S-au preparat secţiuni subţiri după o tehnică de lucru specifică cimentului. Epruvetele din ciment Portland sau din ciment Portland cu adaosuri s-au păstrat după decofrare în apă 14 zile, apoi în aer pînă la 90 de zile. Asupra unor epruvete cilindrice, cu diametrul de 30 mm şi înălţimea de 30 mm, s-au determinat şi rezistenţele de compresiune şi

Fig. 3. Evoluţia suspensiei de ciment Portland după 45 zile



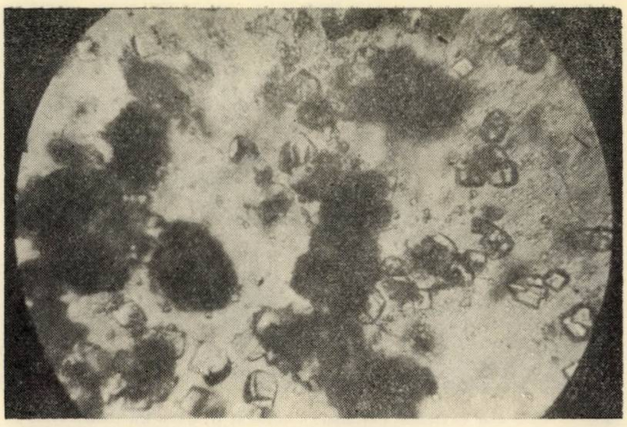


Fig. 4. Evoluţia în timp a hidroaluminaţilor de calciu exagonali în formă cubică

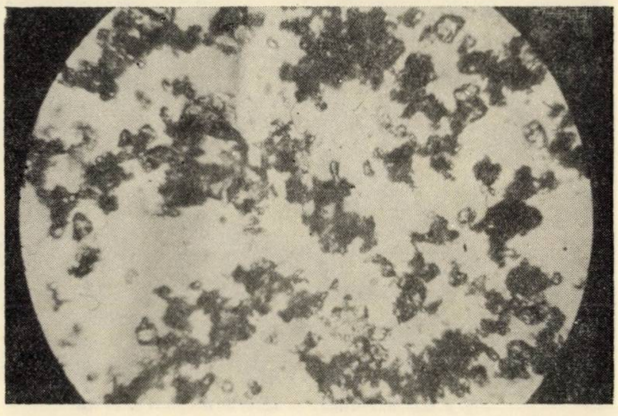


Fig. 5. Suspensia de ciment Portland, fracţiunea < 0,060 μ

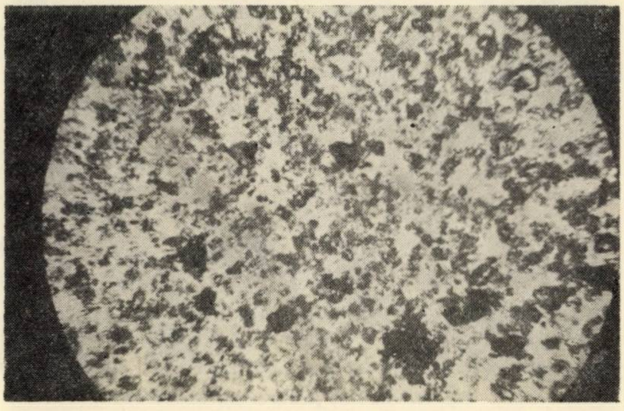
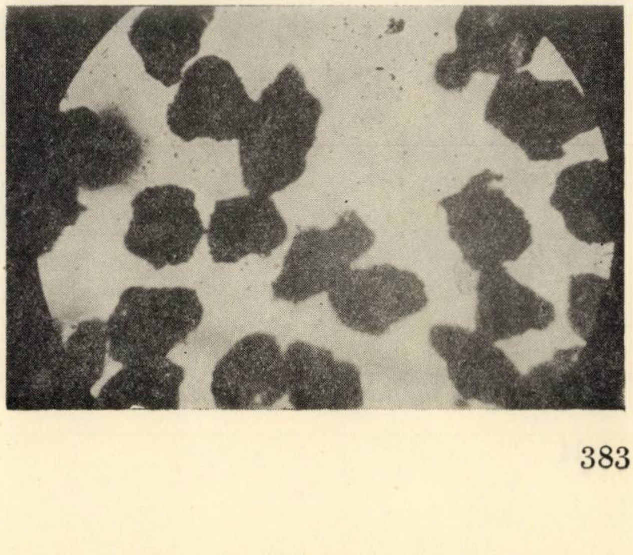


Fig. 6. Suspensia de ciment Portland cu adaos de frioplast, fracţiunea < 0,060 μ

Fig. 7. Suspensia de ciment Portland, fracţiunea 0,060 μ



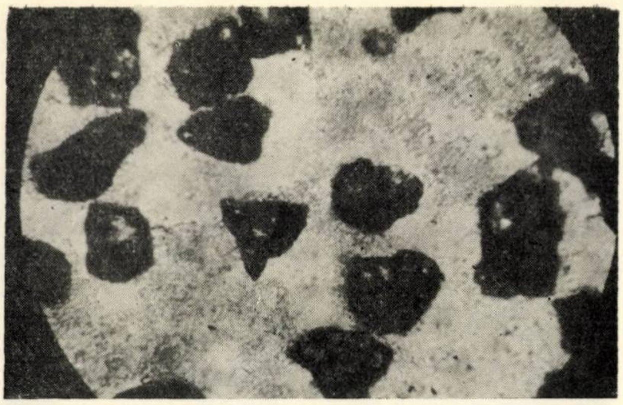


Fig. 8. Suspensie de ciment Portland cu adaos de frioplast fracţiunea 0,060 μ

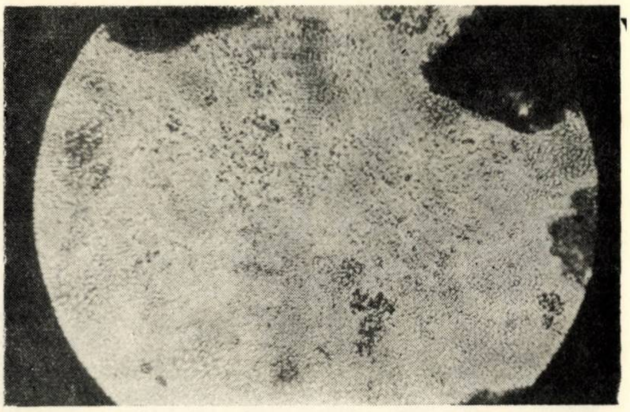


Fig. 9. Ciment Portland cu adaos de frioplast la 28 zile

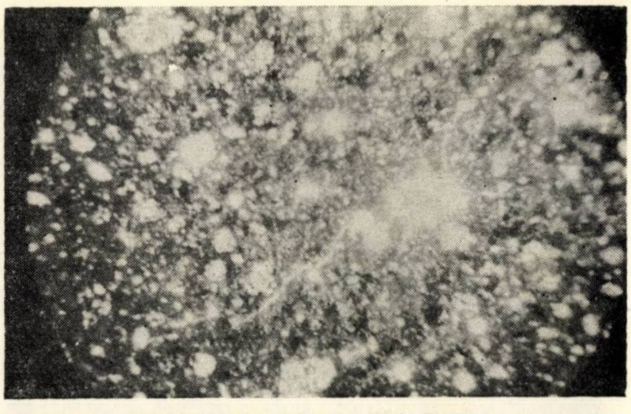
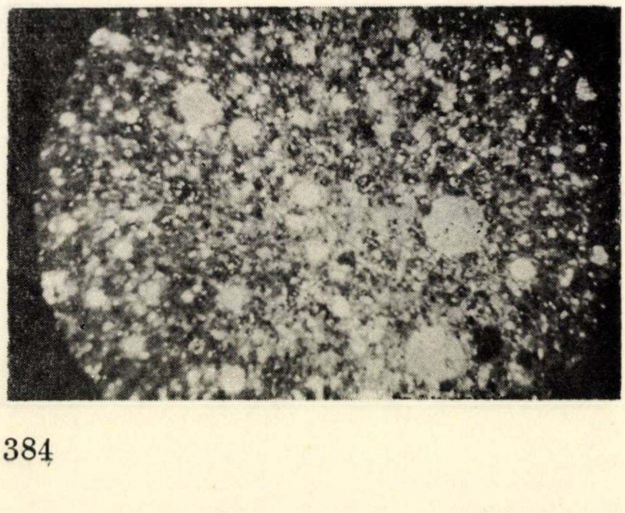


Fig. 10. Structura pietrei de ciment Portland

Fig. 11. Structura pietrei de ciment cu adaos 0,2% Resso



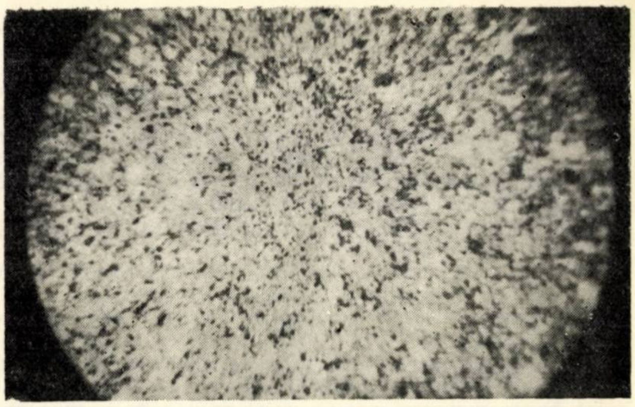


Fig. 12. Structura pietrei de ciment cu 1% LSC

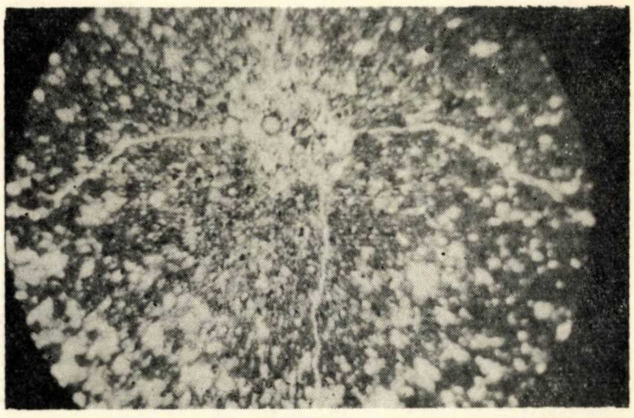


Fig. 13. Structura pietrei de ciment păstrată în soluţie agresivă de $MgSO_4$ (5%)

rezistenţa la agresiunea sulfatică, în ultimul caz folosindu-se o soluţie cu concentraţia de 5% $MgSO_4$ schimbată săptămînal. În această soluţie, epruvetele au fost păstrate pînă la distrugere sau, care nu au fost distruse, au fost păstrate în soluţie agresivă pînă la trei ani.

Din pastele întărite s-au tăiat secţiuni care au fost impregnate cu balsam de Canada într-o soluţie de benzină. După întărirea balsamului de Canada (prin încălzire) epruvetele au fost şlefuite cu prafuri abrazive din ce în ce mai fine.

Asupra secţiunilor subţiri s-a urmărit porozitatea pietrei de ciment (natura şi mărimea porozităţii) şi modificările produse prin folosirea aditivilor plastifianţi sau fisurile apărute în piatra de ciment în condiţii normale sau prin păstrarea ei în soluţie de $MgSO_4$.

Pastele de ciment curat au o porozitate mare cu pori neregulaţi (ca dimensiuni şi formă), unii dintre pori conţinînd produse de hidratare (fig. 10). Pasta de ciment este microfisurată. Fisurile încep, în toate cazurile examinate, de la porii mai mari şi trec prin dreptul porilor, unindu-i pe cei din zonele cu densitate mai mare.

Un adaos de 0,2% Resso determină apariţia unei porozităţi uniforme cu pori rotunzi de dimensiuni diferite (fig. 11), dar în toate cazurile cu o formă regulată (mai multe cercetări efectuate arată că dimensiunea porilor creşte cu cît creşte procentul de adaos).

Toţi aditivii dispersanţi utilizaţi au îmbunătăţit structura pietrei de ciment, micşorînd porozitatea acesteia. Cele mai mari modificări în structura pietrei de ciment se produc la adaosuri sporite de SSB, LSC, frioplast. În fotografia din figura 12 se vede că un adaos de 1% LSC determină o porozitate foarte fină a pietrei de ciment.

Epruvetele de ciment Portland, păstrate în soluţie de $MgSO_4$, au fost distruse în intervalul de timp cuprins între 280—460 zile prin expansiune vizibilă cu ochiul liber. Dintr-o epruvetă nedistrusă s-a confecţionat o secţiune a cărei expansiune începută în interior se observă bine la microscop în figura 13.

Toţi aditivii folosiţi judicios au îmbunătăţit rezistenţa la agresiunea sulfatică. Epruvetele de ciment cu adaos de 1% LSC nu au fost distruse timp de trei ani, iar rezistenţele mecanice la 28 şi 90 zile au fost considerabil îmbunătăţite.

Influenţa aditivilor dispersanţi se manifestă printr-o dispersare înaintată a cimentului, o îmbunătăţire a hidratării acestuia, a stabilizării solilor formaţi la hidratare. Formarea unui număr mai mare de centre de cristalizare, dimensiunea mai mică a acestora, toţi aceştia sînt factori care determină îmbunătăţirea structurii pietrei de ciment şi sporirea durabilităţii ei.

Din cercetările microscopice efectuate, corelate cu proprietăţi de rezistenţă mecanică şi cu rezistenţa la agresiunea sulfatică, rezultă :

— La hidratarea cimentului, primele neoformaţii de hidratare sînt hidrosulfoaluminaţii de calciu şi hidroaluminaţii de calciu, care se formează în special la suprafaţa granulelor de ciment, întîrziind hidratarea. Difuzia prin peliculele formate este factorul hotărîtor asupra cineticii de hidratare.

— Aditivii plastifianţi dispersanţi şi micşti sînt cei care acţionează direct asupra cimentului, iar acţiunea lor se manifestă : prin dispersarea cimentului, determină o hidratare mai completă a cimentului, frînează creşterea produselor de hidratare, stabilizează solii rezultaţi în procesul de hidratare (determinări chimice efectuate confirmă acest lucru), determinînd formarea unui număr mai mare de centre de cristalizare, întîrziind creşterea vîscozităţii şi a rezistenţei în faza iniţială.

— Cercetările efectuate pe secţiuni subţiri arată că toţi aditivii plastifianţi dozaţi judicios îmbunătăţesc structura pietrei de ciment; asupra structurii pietrei de ciment cea mai pozitivă influenţă o exercită procentele sporite de LSC sau SSB şi frioplast.

Îmbunătăţirea calităţii betonului cu ajutorul aditivului lignosulfonat de calciu (L.S.C.)

Ing. A. Ştefănescu-Goangă

Trustul 5 Construcţii – Braşov

1. Una din principalele cauze care duc la obţinerea de betoane de calitate slabă este dozarea necorespunzătoare a apei. Dacă se pune cantitatea rezultată din reţetă, betonul este mai consistent şi se lucrează mai greu, astfel că la o execuţie mai puţin conştiincioasă el nu este bine îndesat şi rezistenţa lui suferă. Dacă se pune apă mai multă decît prevede reţeta, lucrabilitatea betonului creşte, însă rezistenţa lui scade. Pentru a împăca cele două situaţii, adică pentru a se prepara un beton uşor lucrabil, dar care în acelaşi timp să nu conţină apă mai multă decît trebuie, s-a studiat adăugarea la prepararea betonului a unor substanţe care să-i mărească plasticitatea, deci lucrabilitatea. Aceştia sînt aşa-numiţii aditivi plastifianţi.

În cursul ultimilor ani s-au făcut de către institutele de cercetare încercări cu diferite feluri de aditivi plastifianţi. După cunoştinţa noastră însă, nici una dintre ele nu a intrat în practica curentă. Motivul pentru care executanţii se feresc să întrebuinţeze aceste substanţe, se pare că este teama, pe de o parte, de a se complica tehnologia de preparare a betonului şi, pe de altă parte, că aceste substanţe ar putea influenţa defavorabil rezistenţa lui. Mai este desigur şi faptul că astfel de produse nu se fabrică la noi în mod curent. Desigur, tehnologia de execuţie a betonului nu se simplifică prin întrebuinţarea aditivilor ; ea nu se complică însă mai mult decît la întrebuinţarea clorurii de calciu, care are o utilizare curentă pe toate şantierele. În ceea ce priveşte influenţa asupra rezistenţei betonului, se va vedea că nu este defavorabilă.

Încercările făcute de către INCERC în anul 1965, cu lignosulfonatul de calciu, produs experimental de către Fabrica de celuloză şi hîrtie Zărneşti, au arătat că acesta este un aditiv care se poate utiliza cu folos la beton simplu şi armat. El are caracteristici asemănătoare cu cele ale aditivilor produşi în străinătate, verificaţi în practică. Aditivii plastifianţi dispersanţi, din categoria cărora face parte lignosulfonatul de calciu, au proprietatea de a reduce tendinţa de floculare a granulelor de ciment, mărindu-le mobilitatea. Prin aceasta se reduce vîscozitatea amestecului, ceea ce duce la îmbunătăţirea lucrabilităţii lui.

Ca urmare, pentru a se obţine aceeaşi consistenţă se poate reduce raportul apă/ciment faţă de amestecul fără aditiv. Reducerea raportului a/c, astfel obţinută, duce la mărirea rezistenţei betonului. Avantajele obţinute prin folosirea aditivului privesc deci punerea în operă a betonului, rezistenţa lui şi chiar preţul de cost, deoarece se poate în unele cazur reduce dozajul de ciment, după cum vom vedea.

Pentru confirmarea rezultatelor obţinute de INCERC adaptarea la condiţiile de lucru ale şantierelor şi elaborarea unei tehnologii preliminare de experimentare pe şantier, laboratorul Trustului 5 Construcţii a întreprins o serie de cercetări asupra acestor aditivi plastifianţi.

2. NUMĂRUL DE PROBE ŞI COMPOZIŢIA LOR

S-au făcut două serii de probe, corespunzînd la două situaţii care pot interveni în practică la adăugarea de plastifiant la beton :

— La prima serie, compusă din probele I—V, s-au făcut încercări cu diferite cantităţi de adaos de plastifiant şi cantităţi de apă potrivite, aşa ca betonul să aibă la toate probele aceeaşi consistenţă. Din betonul confecţionat pentru această serie de probe s-au făcut şi cîte trei prisme de 10 × 10 × 55 cm, pentru fiecare reţetă, în scopul observării comparative a contracţiei betonului şi determinării rezistenţei la întindere din încovoiere.

— La a doua serie, compusă din probele VI—X, s-au făcut încercări cu diferite cantităţi de adaos de plastifiant şi s-a menţinut acelaşi raport a/c la toate probele. Fiecare dintre cele două serii se compune din patru probe a şase cuburi, cu adaos de plastifiant de 0,15 %, 0,20 %, 0,25 %, 1 % şi o probă martor, fără plastifiant. Ca marcă s-a ales cea care se întrebuinţează cel mai des pe şantier la construcţiile de beton armat : B 170. Dozajele obişnuite de plastifiant sînt între 0,15 şi 0,25 %. Rostul probei cu dozaj 1 % este de a se vedea ce se întîmplă cu betonul dacă se greşeşte dozarea pe şantier.

2.1. Caracteristicile seriei I—V (cu consistenţă constantă)

— agregate de rîu sortate, de la Sebeş-Olt, cu granula maximă 30 mm, curba granulometrică a amestecului cuprinsă între curbele etalon D şi E şi partea levigabilă 2,4 % ;

— ciment Pz 400 Turda, dozaj 280 kg/m^3, verificat prin analiza betonului proaspăt ;

— răspîndirea la toate probele = 44 cm ;

— raportul apă-ciment a fost la proba martor (proba I) a/c = 0,73, iar la cele următoare a scăzut pe măsura creşterii adaosului de plastifiant astfel:
proba II adaos 0,15 % — a/c = 0,660
proba III adaos 0,20 % — a/c = 0,616
proba IV adaos 0,25 % — a/c = 0,598
proba V adaos 1,00 % — a/c = 0,573.

Menţionăm că raportul a/c = 0,73 nu este cel rezultat din reţetă, care este mai mic (a se vedea seria VI—X). S-a adoptat însă acest raport, pe de o parte, pentru a se obţine o lucrabilitate mai bună şi, pe de altă parte, pentru a avea posibilitatea de scădere a lui la adaosul crescător de plastifiant.

Probele din această serie au fost păstrate în condiţiile unei construcţii, adică s-au ţinut în tipare 24 ore, apoi s-au decofrat şi s-au păstrat în aer liber la temperatura de circa +20°C. Excepţie a făcut proba V care nu a putut fi decofrată la 24 ore, betonul neavînd la această vîrstă o rezistenţă suficientă pentru aceasta. Această probă a fost decofrată la 48 ore şi în continuare păstrată ca şi celelalte la temperatura de +20°C.

2.2. Caracteristicile seriei VI—X (cu raportul a/c constant)

— agregate de rîu de Sebeş-Olt, sortate, cu granula maximă 30 mm, curba granulometrică cuprinsă între curbele etalon D şi E şi partea levigabilă 2,5 %;

— ciment Pz 400 Turda, dozaj 280 kg/m³;

— raportul a/c = 0,64 la toate probele; a fost luat raportul a/c minim pentru a se putea obţine o consistenţă măsurabilă la toate probele cu plastifiant.

Răspîndirea la probele cu diferite adaosuri de plastifiant a variat în felul următor:
proba VI fără adaos — nu se răspîndeşte, tasarea 1 cm
proba VII adaos 0,15 % — răspîndire 40 cm
proba VIII adaos 0,20 % — răspîndire 44,5 cm
proba IX adaos 0,25 % — răspîndire 46 cm
proba X adaos 1 % — răspîndire 50 cm.

Probele din această serie au fost păstrate în condiţii STAS. O dată cu cele şase cuburi cu latura de 20 cm, s-au confecţionat în această serie şi cîte şase cuburi cu latura de 10 cm pentru a se încerca la termen de 8 şi 12 ore.

Şi aici, proba cu 1 % adaos de plastifiant a trebuit să fie păstrată în tipare 48 ore, deoarece la 24 ore nu a fost întărită suficient pentru a se putea decofra. Acest fapt petrecut la ambele serii permite o primă observaţie: adaosul de plastifiant are ca efect o încetinire a prizei şi întăririi betonului în primele 48 de ore de la confecţionare. Pe baza acestei indicaţii s-au făcut ulterior şi probe asupra cimentului, care vor fi descrise mai departe.

3. EXECUTAREA PROBELOR

3.1. Prepararea soluţiei de lignosulfonat de calciu

Lignosulfonatul de calciu (L.S.C.), produs de fabrica de celuloză şi hîrtie Zărneşti, se prezintă sub forma unui praf brun. Pentru prepararea soluţiei de adaos, se dizolvă în apă încălzită la 60—80°C în proporţie de 300 g/l. După răcirea soluţiei se adaugă apă pînă se obţine concentraţia de 20 %. Concentraţia se verifică pe baza densităţii la diferite temperaturi, după tabelă.

Tabela a

Temperaturi în °C	5	10	15	20	25	30	35	40
Densităţi în g/cm³	1,075	1,074	1,073	1,072	1,070	1,069	1,068	1,066

Densitatea se măsoară cu ajutorul unei areometru sau, pe şantiere unde nu se găseşte areometru, prin cîntărire şi comparare cu un volum egal de apă.

Este bine să nu se prepare soluţie decît pentru necesaru pentru o zi, cel mult două. Soluţia păstrată mai mult timp prinde mucegai.

3.2. Dozarea soluţiei

La dozajul de ciment al betonului probelor (280 kg/m³), avem de exemplu pentru procentul de 0,15 % plastifiant $280 \times 0{,}0015 = 0{,}42$ kg substanţă activă care este conţinută în $0{,}42 \times \frac{100}{20} = 2{,}1$ litri de soluţie la m³. În tabela 1 sînt arătate cantităţile de materiale, inclusiv soluţia de plastifiant, întrebuinţat la prepararea betonului probelor (190 kg beton pentru o probă de şase cuburi).

Tabela 1

Proba	Procent de aditiv	Materiale pentru o probă (6 cuburi)			
		Agregate (kg)	Ciment (kg)	Soluţie aditiv (l)	Apă (l)
I	0,00	154	22,4	—	16,400
II	0,15	154	22,4	0,168	14,800
III	0,20	154	22,4	0,224	13,800
IV	0,25	154	22,4	0,280	13,400
V	1,00	154	22,4	1,120	12,800
VI	0,00	135	16,8	—	10,761
VII	0,15	135	16,8	0,100	10,660
VIII	0,20	135	16,8	0,135	10,626
IX	0,25	135	16,8	0,170	10,590
X	1,00	135	16,8	0,670	10,090

Cantitatea de apă înscrisă în tabelă la probele din seria II—V a fost stabilită pe bază de încercări: s-a făcut întîi un amestec de probă la care s-a adăugat soluţia şi apoi restul de apă în doze mici pînă la obţinerea răspîndirii 44.

3.3. Prepararea şi încercarea probelor

Prepararea betonului s-a făcut manual, agregatele fiind aprovizionate în patru sorturi de la început în cantitatea necesară pentru toate probele şi omogenizate.

Încercarea s-a făcut în felul următor:

Din cele şase cuburi ale probelor primei serii (I—V) trei au fost rupte la şapte zile, celelalte trei la 28 de zile, iar prismele la 120 de zile.

Cuburile din cea de a doua serie, au fost rupte în felul următor:

3 cuburi du latura de 10 cm la 12 ore de la confecţionare
3 cuburi cu latura de 10 cm la 24 ore de la confecţionare
3 cuburi cu latura de 20 cm la 7 zile de la confecţionare
3 cuburi cu latura de 20 cm la 28 zile de la confecţionare
3 prisme 10 × 10 × 55 cm la 120 zile de la confecţionare.

3.4. Rezultate obţinute

3.4.1. Rezultatele încercării probelor din seria I—V (consistenţă constantă — răspîndire 44 cm) sînt arătate în tabela 2.

Din examinarea cifrelor din această tabelă rezultă următoarele:

— Adăugarea de plastifiant cu menţinerea constantă a consistenţei produce o mărire a rezistenţelor faţă de betonul fără plastifiant, la şapte zile cu 36—61 %, la 28 zile cu 26—48 % şi la 120 zile cu 21—24 %.

— Sporul maxim de rezistenţă se obţine la un adaos de plastifiant de 0,20 %.

— Un spor substanţial de rezistenţă de obţine chiar la dozaj de plastifiant mult mai mare decît cel optim.

— Adăugarea de plastifiant în proporţie de 0,15 — 0,25 % produce şi o accelerare a întăririi în primele şapte zile, faţă

Tabela 2

Proba	Adaos plastifiant (%)	Raport a/c	Rezistenţa kg/cm²				Variaţia rezist. (%) faţă de proba etalon				$\frac{R_7}{R_{28}}$
			la rupere			La 28 zile cf. Scamtaev	7 zile	28 zile		120 zile	
			7 zile R_7	28 zile R_{28}	120 zile R_{120}			Rupere	Scamtaev		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0,00	0,730	92	147	212	175	—	—	—	—	0,63
II	0,15	0,660	125	186	257	205	+36	+26	+17	+21	0,67
III	0,20	0,616	148	218	262	225	+61	+48	+28	+24	0,68
IV	0,25	0,598	144	216	258	235	+57	+47	+34	+22	0,67
V	1,00	0,573	128	202	260	250	+39	+27	+42	+23	0,63

Tabela 3

Proba	Adaos plastifiant (%)	Consistenţă (cm)		Rezistenţe (kg/cm²)		Variaţia rezistenţelor (%) faţă de proba etalon		$\frac{R_7}{R_{28}}$
		Tasare	Răspîndire	7 zile R_7	28 zile R_{28}	7 zile	28 zile	
VI	0,00	1,0	—	167	280	—	—	0,60
VII	0,15	1,5	40	144	245	−14	−12	0,59
VIII	0,20	4,5	44,5	145	260	−13	− 7	0,56
IX	0,25	11,0	46	140	260	−16	− 7	0,54
X	1,00	—	50	94	196	−43	−30	0,48

de creşterea la betonul fără plastifiant. Aceasta se poate vedea din coloana 12 a tabelei 2.

— O greşeală de dozare mare nu are o influenţă importantă asupra mărcii.

— Mărirea rezistenţei betonului la adăugarea de plastifiant se datorează reducerii raportului a/c şi unui grad avansat de dispersie a cimentului produs de către plastifiant. Pentru a pune în evidenţă acest lucru, am calculat în coloana 7 a tabelei 2 rezistenţele betonului în funcţie de marca cimentului şi raportul a/c (forma lui Scramtaev), iar în coloana 10 am calculat creşterea rezistenţei probelor cu plastifiant faţă de proba martor. Aceste creşteri sînt cele rezultate numai din reducerea raportului a/c. Comparînd cifrele din coloanele 9 şi 10, se vede că adaosul de plastifiant dă, în cazul dozajelor de 0,15 la 0,25 %, un spor suplimentar de rezistenţă la 28 zile de 9—20 %, sporul maxim obţinîndu-se la dozajul de plastifiant de 0,20 %.

În figura 1 se arată grafic variaţia rezistenţelor la 7 şi 28 de zile, în raport cu procentul de plastifiant adăugat la beton. Este interesant de remarcat că la un procent mai mare de 0,20 %, rezistenţa nu mai creşte, deşi raportul a/c scade.

3.4.2. Rezultatul încercărilor din seria VI—X (raport a/c constant = 0,64) este arătat în tabela 3.

Din datele tabelei rezultă următoarele :

— Adăugarea de plastifiant cu menţinerea constantă a raportului apă-ciment produce o mărire importantă a plasticităţii betonului, de la virtos la plastic, aproape fluid.

— Rezistenţa betonului scade faţă de betonul fără plastifiant cu 13—16 % la 7 zile şi cu 7—12 % la 28 zile, pentru dozajele de plastifiant 0,15—0,25 %. Pentru dozajul 1 %, scăderea de rezistenţă este considerabilă (30—40 %).

Rezultatul cel mai bun în cazul acesta se obţine cu 0,25 % adaos de plastifiant : scăderea de rezistenţă la 28 de zile este minimă (7 %), iar lucrabilitatea la mijlocul zonei „beton plastic" (răspîndirea 46 cm).

Creşterea rezistenţei în timp este puţin încetinită, faţă de betonul fără plastifiant, la adaosurile normale (0,15—0,25 %) şi foarte sensibil încetinită la adaosuri mari (1 %).

În figura 2 se arată variaţia rezistenţelor în funcţie de procentul de plastifiant adăugat la beton.

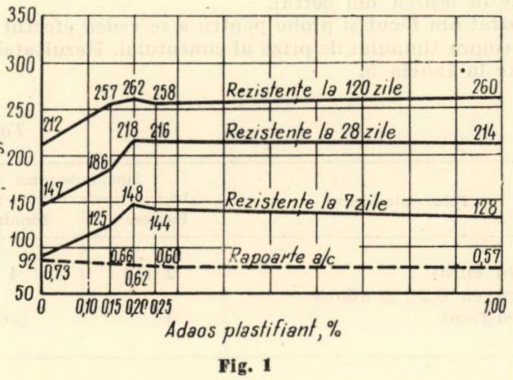
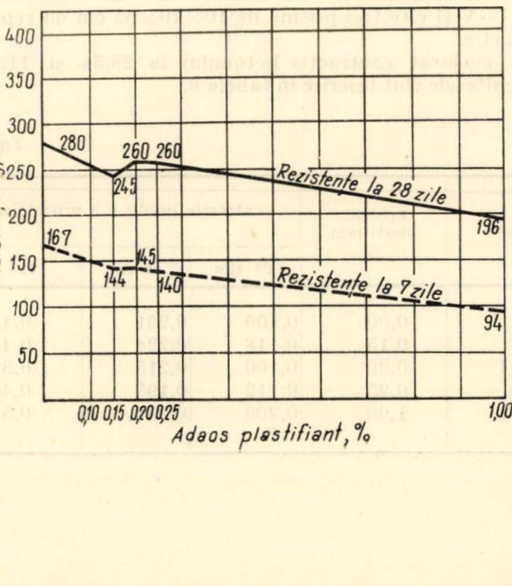


Fig. 1

Fig. 2



3.4.3. Încercarea probelor la vîrste mici

După cum am mai arătat, la confecționarea probelor din seria VI—X s-au făcut și cîte șase cuburi cu latura de 10 cm, pentru încercarea la vîrste mici. Scopul acestor încercări a fost de a se vedea dacă se poate utiliza plastifiantul la betoanele din lucrările executate în cofraje alunecătoare, unde este deosebit de important să se obțină un beton cu lucrabilitate bună, avînd în vedere că nu se admite vibrarea. Rezultatele obținute la ruperea probelor la 12 și 24 ore sînt arătate în tabela 4.

Tabela 4

Proba	Adaos plast. (%)	Rezistențe (kg/cm²)		Variația rezist. % față de proba etalon		OBS. pentru proba X
		12 ore	24 ore	12 ore	24 ore	
VI	0,00	5,5	29,0	—	—	
VII	0,15	2,0	18,0	−64	−38	
VIII	0,20	1,2	19,0	−78	−34	
IX	0,25	—	16,0	—	−45	
X	1,00	—	—	—	—	Nu s-a obținut nici o rezistență apreciabilă la 12 ore. Abia la 48 ore s-au putut decofra

Din examinarea datelor din tabela 4 rezultă că adaosul de plastifiant dă loc la întîrzieri sensibile de întărire a betonului. Trebuie menționat că probele de față au fost păstrate în regim STAS, deci, pe șantier, rezistențele obținute vor fi și mai mici. Nu ar fi indicat să se întrebuințeze plastifiant la betoane executate în cofraje alunecătoare, decît dacă s-ar limita viteza de ridicare la 1,5 m pe zi, timp în care el atinge o rezistență în jur de 6 kg pe cm, suficientă ca să se poată susține la ieșirea din cofraj.

Separat am făcut și probe pentru a se vedea efectul adaosului asupra timpului de priză al cimentului. Rezultatele sînt arătate în tabela 5.

Tabela 5

Felul materialului	Timpul de priză	
	Începere	Terminare
Ciment curat	2 1/2	4
Ciment cu 0,20% adaos plastifiant	4	>6

4. INFLUENȚA ADITIVULUI L.S.C. ASUPRA CONTRACȚIEI BETONULUI

După cum am mai arătat, concomitent cu cuburile pentru probele de rezistență, s-au confecționat din betoanele din seria I—V și cîte trei prisme de 10×10×55 cm cu repere de contracție.

S-a măsurat contracția betonului la 28,56 și 112 zile. Rezultatele sînt înscrise în tabela 6.

Tabela 6

Proba	Procent plastifiant %	Contracția (medii a 3 prisme) mm/m		
		28 zile	56 zile	112 zile
I	0,00	0,109	0,201	0,424
II	0,15	0,118	0,224	0,418
III	0,20	0,100	0,215	0,397
IV	0,25	0,112	0,195	0,404
V	1,00	0,209	0,334	0,513

Se vede că adaosul de plastifiant în dozajele obișnuite (0,15 — 0,25%) nu influențează sensibil contracția betonului, dar că o cantitate mult mai mare poate avea efecte defavorabile în acest sens.

5. PROBE PENTRU REZISTENȚA LA ÎNTINDERE DIN ÎNCOVOIERE

După ce li s-a măsurat contracția la 112 zile, prismele de 10 × 10 × 55 cm din seria I—V au fost supuse la rupere prin încovoiere. În tabela 7 sînt arătate rezistențele la întindere obținute. Rezistențele la compresiune pe fragmente de prisme sînt trecute în tabela 2.

Din tabela 7 se vede că adaosul de plastifiant mărește rezistența la întindere la încovoiere la toate dozajele experimentate.

Tabela 7

Proba	Adaos plastifiant (%)	Rezistența la întindere din încovoiere la 120 zile (kg/cm²)	Variația rezist. în % față de proba etalon
I	0,00	50	—
II	0,15	58	+16
III	0,20	60	+20
IV	0,25	56	+12
V	1,00	66	+32

6. ASPECTELE ÎNTREBUINȚĂRII PLASTIFIANTULUI L.S.C.

Rezultatele încercărilor făcute, arătate mai înainte, ne conduc la observațiile următoare:

Prin adăugarea de plastifiant într-o anumită proporție se mărește sensibil lucrabilitatea betonului, fără a dăuna calității lui. Această proprietate poate fi folosită în două feluri.

6.1. **Realizarea unui beton mai lucrabil,** pentru elementele de beton armat cu armătură deasă, la care betonul preparat după rețeta obișnuită nu are o lucrabilitate suficientă. În acest caz, prin adăugarea de plastifiant se obține o mărire a acesteia.

După cum se vede din tabela 3, un beton executat conform rețetei cu consistență vîrtoasă devine plastic dacă se adaugă 0,20—0,25% aditiv plastifiant. Aceasta comportă o micșorare a rezistenței la compresiune la 28 de zile cu 7%, care nu este importantă. Judecînd după rezistențele obținute la 7 și 28 de zile asupra aceluiași beton, se pare că scăderea de rezistență se atenuează în timp.

Este necesar să se ia următoarele precauții:

— Dozarea aditivului să se facă corect, deoarece o greșeală mare în dozare poate duce la scăderi mari de rezistență, după cum rezultă din tabela 3, proba X. De aceea, dozarea trebuie controlată permanent de laboratorul de șantier.

Decofrarea să nu se facă înainte de termenele prescrise, deoarece întărirea betonului este mai înceată și, la șapte zile, scăderea de rezistență față de betonul fără plastifiant este de circa 15%. Mărirea lucrabilității prin adaos de plastifiant se poate aplica la toate construcțiile executate în cofraje obișnuite fixe.

La construcțiile în cofraje alunecătoare se poate aplica fără pericol la blocurile turn de locuințe, deoarece aici rezistența efectivă este mult sub marca B 200 care se cere și, pe de altă parte, din cauza mulțimii de pereți, ridicarea cofrajului se face mai încet decît la alte construcții în cofraje alunecătoare, astfel că betonul capătă o rezistență suficientă pînă la ieșirea din cofraj. În adevăr, în tabela 4 se vede că betonul cu adaos de plastifiant de 0,15 are la 24 de ore rezistența de 18 kg/cm² și se poate aprecia că rezistența de 6 kg/cm², prescrisă de normativ, se atinge la 15—18 ore.

Rezultă deci o viteză de ridicare de 1,80—1,50 m, care în general nici nu poate fi depășită la acest gen de lucrări, din motive tehnologice.

Alte construcţii în cofraje alunecătoare se pot executa cu adaos de plastifiant, numai dacă se respectă strict această viteză maximă de ridicare şi nu se depăşeşte procentul de adaos de 0,15%.

La aplicarea pe şantier a acestui mod de lucru se procedează în felul următor:

— se stabileşte reţeta betonului cu un raport a/c care să dea o tasare de 1 cm;

— se adaugă soluţia de plastifiant 0,15%—0,20%, scăzîndu-se cantitatea respectivă de apă, astfel ca raportul a/c total să rămînă constant;

— înainte de definitivarea reţetei, se face un amestec de probă în laborator.

Exemplu numeric

Să presupunem că am întocmit reţeta pentru un beton marca B 200 fără adaos de plastifiant, raportul a/c pentru o consistenţă vîrtoasă fiind 0,64 şi dozajul de ciment 280 kg/m³, cantitatea de apă rezultată 179 l.

Pentru un adaos de plastifiant de 0,20%, cantitatea de soluţie cu concentraţia 20% se calculează ca mai înainte (pct. 3.2.);

— cantitatea de substanţă activă necesară la m³

$$280 \times 0{,}0020 = 0{,}56 \text{ kg}$$

— cantitatea de soluţie 20%

$$0{,}56 \times \frac{100}{20} = 2{,}81$$

— în aceste cantităţi de soluţie avem:

$$0{,}80 \times 2{,}8 = 2{,}2 \text{ l apă.}$$

Rezultă, deci, că la betonul confecţionat vom adăuga: 179 — 2,2 = 176,8 l apă şi 2,8 l soluţie de plastifiant. Dacă utilizăm o betonieră de 250 l, care dă la o şarjă 170 l beton, vom introduce în betonieră:

$$176{,}8 \times 0{,}17 = 30{,}0 \text{ l apă}$$

2,8 × 0,17 = 0,48 l soluţie de plastifiant, deci vom face o măsură de 1/2 l de soluţie pe care o vom adăuga la fiecare betonieră.

Preţul unui kilogram de plastifiant este de circa 8 lei. Sporul de preţ revine la 0,56 × 8 = 4,50 lei/m³ de beton, care este neînsemnat faţă de avantajele obţinute.

6.2. Dacă se menţine aceeaşi consistenţă, rezistenţa betonului cu adaos de 0,15—0,20% plastifiant creşte după cum se vede din tabela 2. Acest lucru este foarte important la construcţiile cu armătură deasă, unde, pentru obţinerea unei cît mai bune compactări, este necesar un beton plastic. Se poate deci realiza un beton cu un raport a/c mai mare, care prin adaos de plastifiant să aibă o rezistenţă corespunzătoare unui raport a/c mai mic la betonul fără adaos de plastifiant.

6.3. Economie de ciment

Adaosul de plastifiant îşi găseşte aplicarea, nu numai la elementele de beton armat cu armătură deasă, ci la orice fel de construcţii de beton armat. Din tabela 2 se vede că la aceeaşi consistenţă a betonului, adaosul de 0,15—0,25% plastifiant duce la o mărire a rezistenţei la 120 de zile de 21—24%. La această vîrstă întărirea este practic terminată.

Socotind un spor de rezistenţă mediu de 22%, economia de ciment rezultă din tabela 8 (pentru ciment Pz 400 sau M 400).

Tabela 8

Marca pres.	Dozaj mediu uzual (kg/m³)	Marca realizată prin adaos de plastifiant	Dozaj de ciment la marca realizată (kg/m³)	Economie de ciment (kg/m³)
90	180	110	210	30
110	210	140	240	30
140	240	170	275	35
170	275	200	300	25
200	300	250	330	30
250	330	300	350	20
300	350	360	410	60
400	450	480	510	60

Economia de ciment este în medie de 10%.

Din total rezultă că se realizează economii de ciment şi de bani.

CONCLUZII

Lignosulfonatul de calciu este un aditiv care are asupra betonului următoarele efecte:

— la un anumit raport a/c, măreşte sensibil lucrabilitatea betonului, fără a scădea apreciabil rezistenţa lui;

— la o anumită consistenţă a betonului, permite reducerea dozajului de ciment;

— proporţia optimă de adaos este de 0,20% în greutate din cantitatea de ciment.

Din probele de laborator descrise mai sus rezultă că lignosulfonatul de calciu (L.S.C.) este un aditiv cu influenţă favorabilă asupra betonului. Urmează că în momentul cînd Fabrica de hîrtie şi celuloză Zărneşti va produce acest aditiv în cantităţile necesare, să se facă şi experimentări pe construcţii executate.

Bibliografie

[1] Ionescu E., Rădulescu S., Teslaru S.: *Îmbunătăţirea tehnologiei şi proprietăţilor fizico-mecanice ale betoanelor prin folosirea aditivilor plastifianţi.*

Calculul aproximativ al vibrațiilor cadrelor spațiale etajate axial-simetrice

Ing. E. Keintzel
D.S.A.P.C. – Brașov

Calculul cadrelor spațiale etajate axial-simetrice, folosite ca infrastructuri ale castelelor de apă sau ale turnurilor de răcire, la forțe seismice sau la rafale de vînt, necesită determinarea vibrațiilor acestor structuri.

Pentru a ușura acest calcul, în cele ce urmează se dau relații aproximative pentru determinarea directă a perioadei de vibrație fundamentale, în funcție de sarcina gravitațională și de caracteristicile geometrice ale structurii.

Calculul se face cu ajutorul relației lui Geiger

$$T = 0{,}2\sqrt{f}, \tag{1}$$

f fiind săgeata statică în cm la vîrful construcției, sub acțiunea sarcinii gravitaționale, aplicate orizontal [1]. Deoarece greutatea infrastructurilor castelelor de apă și ale turnurilor de răcire este în general mică în raport cu greutatea construcției pe care o susțin, folosirea formulei lui Geiger, ce asimilează structura reală printr-o structură cu un singur grad de libertate, duce la aproximații bune.

Pentru cele ce urmează se presupune că structura este alcătuită din stîlpi de secțiune constantă de sus pînă jos și din inele de rigidizare la distanțe egale, avînd toate aceeași secțiune. În [3] se dă pentru cadre spațiale etajate axial-simetrice, avînd această alcătuire monotonă, rezolvarea sistemului de ecuații statice din [2] p. 433, folosind ecuațiile cu diferențe finite, funcțiile necunoscute fiind valorile maxime θ'_x și θ''_x ale rotirilor de nod la nivelul x pe direcția radială și pe cea tangențială. Aceste funcții necunoscute se exprimă ca sumă a unei soluții particulare a sistemului de ecuații neomogen și a soluției generale a sistemului de ecuații omogen.

Pentru cazul structurii cu stîlpi de secțiune pătrată, recomandată în [2] p. 436, avînd raportul între înălțimea și lățimea grinzilor de rigidizare egal cu 1,5, se dau în [3] expresii empirice pentru rotirile de noduri, în funcție de valorile

n — numărul stîlpilor
m — numărul nivelurilor
x — numărul de ordine al unui nivel
    ($x = 0$ pentru nivelul încastrării stîlpilor în inelul de bază al construcției pe care o susțin,
    $x = m$ pentru nivelul încastrării stîlpilor în fundație)
k' — raportul între rigiditatea la încovoiere a grinzii de rigidizare între doi stîlpi și rigiditatea la încovoiere a unui stîlp între două inele de rigidizare.

Tot în [3] se arată că, pentru calculul stîlpilor, se poate neglija soluția generală a sistemului de ecuații omogen, introducînd în calcul numai soluția particulară a sistemului neomogen.

Cunoscînd valorile θ'_x și θ''_x, unghiul de înclinare ψ al stîlpilor etajului $x - (x + 1)$ se determină din relația VIII 47 din [2]. Rezultă :

$$\psi_{x-(x+1)} = \frac{h}{EI}\left[\frac{Q_x h}{12\,n} - \frac{1}{4}\left(\theta'_x + \theta''_x + \theta'_{x+1} + \theta''_{x+1}\right)\right] \tag{2}$$

unde

I este momentul de inerție al unui stîlp ;
h — înălțimea unui nivel ;
Q_x — forța tăietoare la nivelul x.

Săgeata f este

$$f = h \sum_{x=0}^{m-1} \psi_{x-(x+1)}\,. \tag{3}$$

În continuare se calculează săgețile la vîrful construcției pentru două moduri de repartizare a sarcinilor pe înălțimea construcției.

Cazul 1. Sarcina concentrată P la vîrful construcției ($Q_x = P$). Aplicînd sarcina P orizontal, soluțiile particulare ale sistemului de ecuații neomogen sînt după [3] :

$$\theta'_x = \frac{1 + \left(1{,}32 - \dfrac{5{,}26}{n}\right)k'}{(0{,}96 - 7{,}6\,k')n}\,Ph$$

$$\theta''_x = \frac{1}{(0{,}96 - 7{,}6\,k')\,n}\,Ph.$$

Introducînd aceste valori în ecuațiile (2) și (3), rezultă :

$$f = \frac{Ph^3}{n\,EI}\left[\frac{m}{12} + \frac{1 + \left(0{,}66 - \dfrac{2{,}63}{n}\right)k'}{7{,}6\,k' - 0{,}96}\,(m - 1)\right]. \tag{4}$$

Cazul 2. Sarcina p, aplicată la fiecare nivel intermediar al construcției ($Q_x = px$). În mod analog rezultă

$$\theta'_x = \frac{1 + \left(1{,}32 - \dfrac{5{,}26}{n}\right)k'}{(0{,}96 - 7{,}6\,k')\,n}\,p\,(x - 0{,}5)\,h$$

$$\theta''_x = \frac{1}{(0{,}96 - 7{,}6\,k')\,n}\,p\,(x - 0{,}5)\,h$$

$$f = \frac{ph^3}{n\,EI}\left[\frac{m\,(m - 1)}{24} + \frac{1 + \left(0{,}66 - \dfrac{2{,}63}{n}\right)k'}{7{,}6\,k' - 0{,}96}\,\frac{(m - 1)^2}{2}\right]. \tag{5}$$

Introducînd săgețile la vîrful construcției, calculate prin relațiile (4) și (5), în formula (1), se calculează perioada de vibrație fundamentală.

Se mai menționează că expresiile empirice folosite, ale rotirilor de nod θ'_x și θ''_x, au fost obținute în [3] pentru n variind între 4 și 12 și pentru k' variind între 0,6 și 2,0.

EXEMPLU DE CALCUL

Se calculează perioada fundamentală a vibrațiilor proprii ale unui castel de apă de 100 m³ ($P = 10^5$ kg), a cărui structură de susținere este alcătuită conform figurii 1 din 6 stîlpi și 2 inele de rigidizare. Înălțimea unui nivel este 3,0 m, stîlpul are secțiunea pătrată, cu latura de 25 cm ($I = 3{,}26 \times 10^4$ cm⁴, $EI = 3{,}26 \times 10^4 \times 2{,}65 \times 10^5 = 8{,}64 \times 10^9$ kg cm²). Raportul între înălțimea și lățimea secțiunii inelului de rigidizare este 1,5, rigiditatea inelului de rigidizare între 2 stîlpi este egală cu rigiditatea stîlpului pe înălțimea unui nivel ($k' = 1$). Se neglijează greutatea structurii de susținere ($p = 0$).

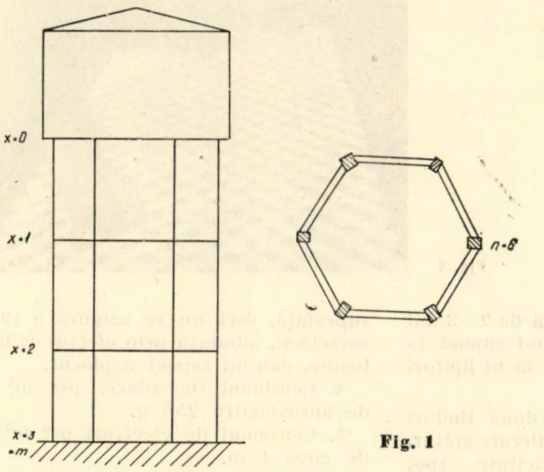


Fig. 1

Introducînd relația (4) în (1), se obține:

$$T = 0{,}2\ \mathrm{h}\sqrt{\frac{Ph}{n\,EI}\left[\frac{m}{12} + \frac{1 + \left(0{,}66 - \frac{2{,}63}{n}\right)k'}{7{,}6\ k' - 0{,}96}(m-1)\right]} =$$

$$= 0{,}2 \times 300\sqrt{\frac{10^5 \times 300}{6 \times 8{,}64 \times 10^9}\left(\frac{3}{12} + \frac{1 + 0{,}66 - \frac{2{,}63}{6}}{7{,}6 - 0{,}96} \times 2\right)} =$$

$$= 1{,}13\ \mathrm{s}.$$

Făcînd un calcul mai exact, care ia în considerare și soluția generală a sistemului de ecuație omogen, rezultă $T = 1{,}07$ s. Eroarea introdusă prin neglijarea soluției sistemului omogen este deci 5,6% din valoarea calculată exact.

Bibliografie

[1] Beleș A., Ifrim M.: Elemente de seismologie inginerească. București, Ed. Tehnică, 1962.

[2] Hangan M.: Betonul armat. Construcții industriale București, Ed. Tehnică, 1958.

[3] Keintzel E.: Calculul cadrelor spațiale etajate axial-simetrice prin ecuații cu diferențe finite. Studii și cercetări de mecanică aplicată, 1, 1963.

Panouri dispersoare din polistiren aplicate la tavane

Ing. D. Pînzaru

Distribuirea coloanelor de încălzire, a conductelor sanitare, de ventilație, a rețelelor electrice etc. pe tavane, a creat în toate ocaziile probleme dificile, impunîndu-se executarea unui tavan fals care să rezolve soluția din punct de vedere estetic, fără însă a obține rezultate privind accesul în vederea întreținerii sau a reparării instalației mascate.

Soluția adoptată la tavanele coridoarelor hotelului turistic Piatra Neamț (proiectant I.S.C.A.S., executant I.S.C.M. oraș Gheorghe Gheorghiu-Dej) rezolvă cu succes această deficiență, prin construirea unui tavan din grătare dispersoare de polistiren.

Grătarele matrițate au fost furnizate de Fabrica de mase plastice București, cu dimensiunile de 28 × 45 × 1,5 cm și se prezintă în forma unei plăci casetate, formînd ochiuri de 5 × 5 cm, cu pereți avînd secțiunea rombică și grosimea de 2,5—1 mm.

Considerînd că lucrarea are un caracter nou, redăm mai jos modul de execuție, care se compune din patru faze:

1 — montarea șipcilor la tavane;

2 — confecționarea panourilor în atelier;

3 — montarea zăvorașelor pentru prinderea panourilor;

4 — montarea panourilor la tavane.

1. La înălțimea stabilită în proiect, s-au montat de-a lungul coridoarelor șipci din brad de 3,5 × 1,5 cm la perete, cu ajutorul pistolului de montat dibluri; la tavane s-au sudat de armătură la distanță de 2 m bare de oțel-beton de Ø 10 filetate la partea de jos, de care s-au montat șipci de 6,5 sau 3,5 cm, folosindu-se, pentru rigidizare, distanțieri din șipci de brad. Este necesar să precizăm că de felul cum se execută montarea acestei rețele de șipci, este condiționată întreaga lucrare de construire a tavanului.

Astfel, șipcile vor trebui să aibă grosimea strict constantă de 3,5 cm sau 6,5 cm (în cazul îmbinării panourilor la capete), să fie montate în linie perfect dreaptă folosindu-se ața de trasare, iar la partea interioară să se înscrie într-un singur plan orizontal.

2. Panourile s-au confecționat în atelier și au lungimea corespunzătoare deschiderii culoarului, iar lățimea egală cu lățimea a două grătare (2 × 28 cm). Ele se formează prin suprapunerea a două rînduri de grătare, urmărindu-se alternarea rosturilor între acestea și a ochiurilor.

Atelierul amenajat în incinta șantierului a fost prevăzut cu următoarele utilaje:

— un aparat pentru șlefuirea grătarelor pe canturi;

— un circular cu o pînză de 100 × × 0,5 × 16 mm;

— un aparat pentru sudură cu jet de aer cald;

— trei mese cu suprafețe perfect plane;

— scule mărunte.

Procesul tehnologic al confecționării panourilor se compune din următoarele faze:

a) Șlefuirea panourilor de bavuri ce rezultă de la matrițare pe cele patru canturi și curățirea cu țiglingul în vederea obținerii unor suprafețe egale și uniforme pentru lipit. Operația s-a executat cu aparatul de șlefuit, care, fiind prevăzut cu niște opritori, asigură șlefuirea uniformă a tuturor grătarelor.

b) Asamblarea grătarelor la panouri se face pe una dintre mese astfel:

— se asamblează primul rînd de grătare, prin ungerea cu adeziv a canturilor de lipit și prinderea lor cu ajutorul unor clame de oțel;

— cel de al doilea rînd este format din jumătăți de grătare tăiate la circular și așezate pe ambele părți de-a lungul primului rînd, o pătrime de grătar așezat la colțuri, pătrimi de grătare așezate la un capăt și grătare întregi așezate pe mijloc, astfel încît rosturile să alterneze spre a se obține o legătură cît mai bună între primul și al doilea rînd.

Lipirea celui de al doilea rînd de pregătire s-a făcut folosindu-se o tavă din tablă inoxidabilă, în care s-a turnat adezivul și în care s-au muiat grătarele pe toată suprafața și pe canturile de lipit, pe o adîncime de un milimetru.

S-a folosit acest procedeu, deoarece pensularea cu adeziv a unui grătar necesită un timp mai îndelungat, în

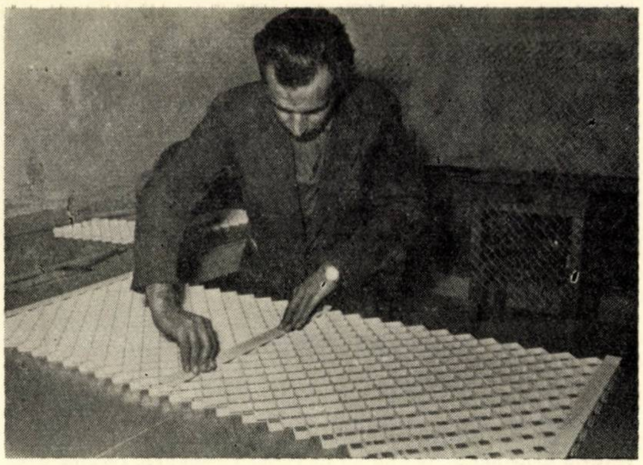


Fig. 1

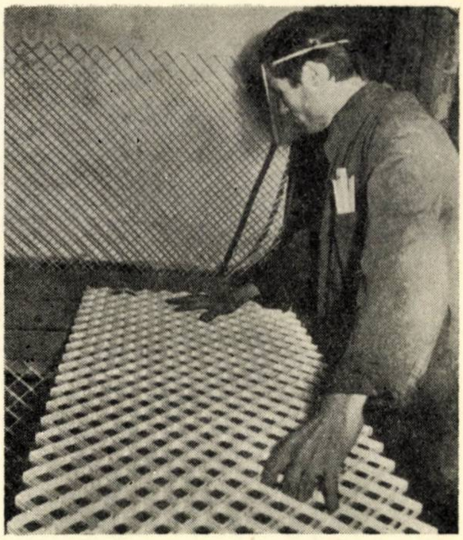


Fig. 2

care o parte din solventul adezivului se evaporă, lipirea devenind ineficace.

Pe măsura așezării celui de al doilea rînd, s-au folosit de asemenea clame pentru prinderea grătarelor pe cant și s-au așezat greutăți pe toată suprafața panoului. După un timp de 2—3 ore s-au scos clamele și s-au luat greutățile, iar panoul a fost așezat în stivă, lăsîndu-se pentru uscare o perioadă de minimum 24 de ore.

c) Confecționarea cornierelor s-a realizat cu ajutorul circularului, prin tăierea unor fîșii din plăci de polistiren antișoc, avînd dimensiunile de 56 × 3 cm și 56 × 2 cm și grosimea de 4 mm. Aceste fîșii s-au lipit între ele cu adeziv, obținîndu-se un profil.

d) Confecționarea nervurilor s-a făcut tot cu ajutorul circularului, tăindu-se fîșii de 3 cm lățime și 4 mm grosime, din polistiren antișoc și cu lungimea de 50 cm.

e) După ce s-au trasat de-a lungul șipcilor lățimile panourilor (56 cm), cu ajutorul unei rigle gradate s-au luat lungimile exacte pentru fiecare panou în parte.

Folosindu-se aceste relevee, panourile au fost scurtate la circular și așezate consecutiv pe masa de lucru, în poziția în care urma să fie montate la tavane, urmărindu-se continuitatea casetajului și a capetelor.

f) Pe măsura scurtării s-au lipit cornierele la cele două capete, iar cornierul de la mijlocul panoului, la distanța grinzișoarei de pe mijloc.

Avînd cornierele lipite, grătarele s-au lăsat din nou pentru uscare timp de 24 ore, după care s-a executat operația de sudare.

g) Pentru asigurarea unei rezistențe cît mai bune a panoului, cunoscîndu-se că adezivul după o perioadă de 2—3 ani îmbătrînește și lipitura fiind supusă la eforturi ar putea ceda, s-au făcut lipituri prin sudare.

Astfel, s-au sudat cele două rînduri cu cîte trei-patru puncte la fiecare grătar, în punctele cele mai solicitate. Apoi s-au sudat cornierele pe muchii în contact cu panoul precum și nervurile care au fost fixate mai întîi tot cu ajutorul unor clame de oțel și a unor pene.

În aceste condiții, panoul este gata pentru a fi montat la poziție.

3. În perioada de uscare a panourilor, s-au montat pe șipcile de la tavan zăvorașe. Pentru aceasta, șipcile au fost mai întîi împărțite în distanțe de 56 cm (lățimea unui panou), apoi s-au montat zăvorașele prin prindere cu holțșuruburi. Pentru fiecare panou s-au montat cîte șase zăvorașe (cîte două la capete și două la mijloc).

4. Panourile gata confecționate se transportă la locul de montare, se așază la tavan, verificîndu-se continuitatea panourilor și se prind cu ajutorul unei șurubelnițe închizînd zăvorașele care pătrund între panou și cornier.

Din cele constatate cu ocazia acestei lucrări, s-au obținut următoarele date tehnice necesare a fi menționate:

1. Pentru lipire, s-a folosit un amestec de 10% etil benzen, 90% stiren și 250—300 g/l de rumeguș din polistiren rezultat din șlefuiri și tăiere la circular.

2. Electrozii pentru sudură, procurați de la Combinatul de cauciuc sintetic Oraș Gheorghe Gheorghiu-Dej, sînt fire de polistiren antișoc cu Ø 3—4 mm, de culoare alb lăptos sau incolor.

3. Temperatura de sudare la 5 mm de la capătul suflaiului trebuie să fie de maximum 240°C. Temperaturi mai ridicate produc arderea materialului la suprafață, deci nu se asigură o sudură corectă și, totodată prin efectul de îngălbenire, dau un aspect neplăcut.

4. Consumul de adeziv per m^2 este de aproximativ 250 g.

5. Consumul de electrozi per m^2 este de circa 1 m.

6. Pierderile de grătare sînt în procent de 5—10% per m^2, în funcție de deschiderea constantă a pereților culoarului.

7. Formația optimă pentru executarea lucrării este următoarea:

— un specialist pentru prelucrarea maselor plastice;

— un muncitor de categoria 5 pentru prelucrarea maselor plastice;

— un tîmplar categoria 5;

— patru muncitori categoria 3.

8. Din punct de vedere economic, prețurile de deviz revizuite la articole privind executarea tavanului (AS) conform analizelor de prețuri, sînt următoarele: 155,04 lei materiale și 66,63 lei manoperă pe m^2 de tavan gata montat.

În articole se cuprind: montarea șipcilor, confecționarea panourilor, confecționarea zăvorașelor și operația de montare, cu prețurile corespunzătoare pentru materiale și manoperă.

Pentru obținerea efectului optic, tavanele și instalațiile au fost colorate în nuanțe închise (bleumarin) cu culori de apă și ulei, iar abajururile lămpilor fluorescente au fost montate la 1 cm distanță de panourile dispersoare, astfel încît razele de lumină cad numai pe panouri; restul tavanului nefiind luminat, instalațiile devin nevizibile.

Astfel executată, lucrarea asigură un aspect plăcut, iar posibilitatea de demontare a panourilor face ca instalațiile să fie cu ușurință accesibile și justifică cu prisosință eficiența introducerii materialelor plastice în construcții.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

FABRICA DE GEAMURI SCĂENI
RAION ȘI REGIUNE PLOIEȘTI
Telefon: 1-18-32, PLOIEȘTI

Livrează din stoc, fără repartiție,
pe bază de comandă

- **Vată brută**
- **Confecții rogojini rabitz de 3 cm**
- **Confecții rogojini rabitz de 5 cm**
- **Confecții carton de 3 cm**
- **Confecții carton de 5 cm**
- **Confecții saltele**

FABRICA DE CIMENT

COMARNIC

REGIUNEA PLOIEȘTI, TELEFON: 33

PRODUCE ŞI LIVREAZĂ
PENTRU PRIMA DATĂ ÎN ŢARĂ
PE BAZĂ DE REPARTIŢIE

CIMENTURI COLORATE

ÎN URMĂTOARELE CULORI DE BAZĂ: NEGRU, VERDE ŞI GALBEN, DE URMĂTOARELE MĂRCI:

- **CIMENT NEGRU, marca 400, cu rezistență de 320 kg|cm^2 la 7 zile;**
- **CIMENT VERDE, marca 400, cu rezistență inițială de 320 kg|cm^2 la 7 zile.**
- **CIMENT GALBEN, marca 400, cu rezistență inițială de 250 kg|cm^2 la 7 zile.**

De asemenea, mai livrează pe bază de repartiții și: CIMENT ALB marca 300, cu grad de alb de 73$^0|_0$, și CIMENTURI ALUMINOASE mărcile 400 și 500

Solicitanţii se pot adresa la M.I.C.-D.G.A.D.-București, bd. Magheru nr. 1-3, telefon 16-20-12 — sau direct Fabricii de ciment-Comarnic.

FABRICA
DE GEAMURI MEDIAȘ
Regiunea BRAȘOV

LIVREAZĂ
pe bază de comandă

Geam tras și securizat curbat pentru autocamioane **BUCEGI** și **CARPAȚI**, geam tras securizat plan pentru orice fel de autovehicul, geamuri laterale, glisante și rabatabile în grosimi de 5, 6, 7 mm

De asemenea geamuri trase securizate plane cu dimensiuni mixte 1 200 x 1 400 mm

1967 SEP 29

intreprinderea de prefabricate progresul BUCURESTI

PRODUCE ȘI LIVREAZĂ PE BAZĂ DE REPARTIȚIE ELEMENTE PREFABRICATE DIN BETON PRECOMPRIMAT PENTRU IRIGAȚII:

- jghiaburi cu înălțimea de 40, 60, 80 și 100 cm
- elemente anexe pentru montaj (furcă, stîlpi și fundații).

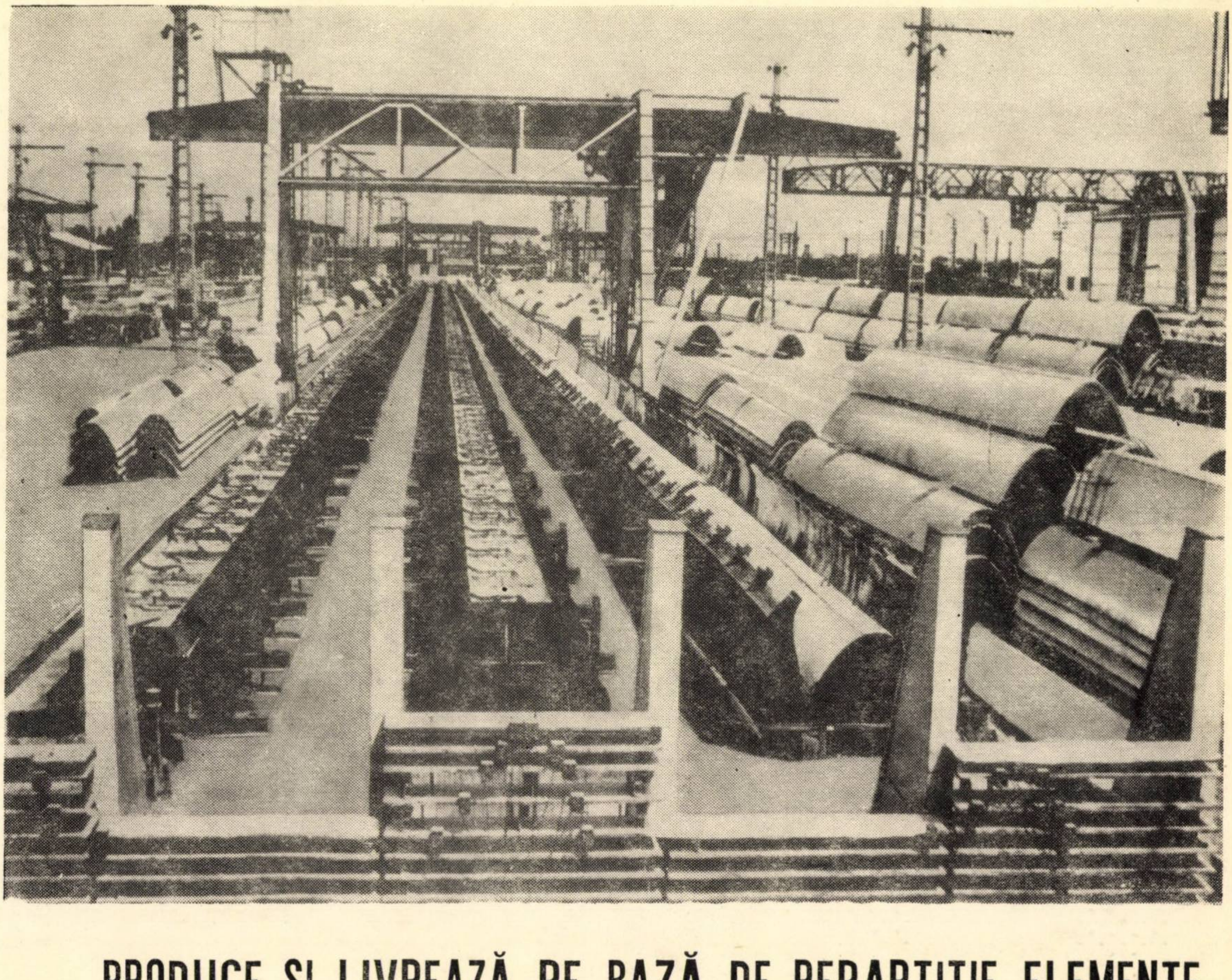
E1688
REZERVA
R

1967 8

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

intreprinderea de prefabricate progresul BUCURESTI



PRODUCE ȘI LIVREAZĂ PE BAZĂ DE REPARTIȚIE ELEMENTE PREFABRICATE DIN BETON PRECOMPRIMAT PENTRU IRIGAȚII:

- jghiaburi cu înălțimea de 40, 60, 80 și 100 cm
- elemente anexe pentru montaj (furcă, stîlpi și fundații).

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

8

1967

VOLUMUL 21. Nr. 8
AUGUST 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian.

SUMAR

T. RUPTUREANU

Proiectarea unei noi secţii de tuburi de presiune din beton precomprimat la întreprinderea de prefabricate „Progresul", Bucureşti 393

I. APPELTAUER, N. BĂLUŢ, V. GIONCU, E. CUTEANU

Calculul aproximativ al tălpii superioare din profil omega la grinzi cu zăbrele din bare cu pereţi subţiri formate la rece 402

T. GEREB

Asupra metodelor de proiectare pentru fundaţiile de turbogeneratoare 408

M. SOARE, V. PETCU

Studiul teoretic şi experimental al planşeelor prefabricate de beton armat de mari dimensiuni, îmbinate în cîmp 415

H. BUSUIOC, ing. V. MAYER

O instalaţie de încălzire centrală monotubulară realizată în oraşul Ploieşti 427

ALEX. BUDA, S. SZABO şi I. EDLER

Folosirea zgurilor cuprifere granulate în vederea înlocuirii cenuşii de pirită la fabricarea cimentului prin procedeul umed 435

CRONICA

DOCUMENTARE

RECENZII

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon: redacţia 13.98.80; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în cont avans conform aprobării D.R.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Proiectarea unei noi secţii de tuburi de presiune din beton precomprimat la întreprinderea de prefabricate „Progresul" Bucureşti

Ing. T. Ruptureanu
I.P.I.M.P.C.

I. DATE GENERALE

Una din metodele pentru satisfacerea necesităţilor mari de tuburi din beton precomprimat din ţara noastră, care ţine seamă şi de urgenţa acestor necesităţi, este crearea de secţii noi de producţie de tuburi pe lîngă unităţile industriale existente.

Proiectarea noii secţii s-a făcut în cadrul I.P.I.M.P.C. din M.I.C. în anul 1965, iar execuţia secţiei s-a făcut de către Întreprinderea nr. 8 construcţii-montaj, Trustul 2 instalaţii şi Întreprinderea 3 izolaţii, în perioada 1965—1966. Fabrica a intrat în funcţiune la 1 ianuarie 1967.

La alegerea tehnologiei de fabricaţie a tuburilor de presiune în noua secţie a stat o serie de considerente tehnico-economice care au dus la concluzia că este necesar să se păstreze aceeaşi tehnologie de fabricaţie a tuburilor din secţia intrată în funcţiune, situată în aceeaşi întreprindere, adică tehnologia în trei trepte.

Aceste considerente sînt următoarele :

a. Tehnologia în trei trepte este o tehnologie însuşită în ţara noastră.

b. Posibilitatea de a executa în ţară cea mai mare parte a utilajului tehnologic de producere a tuburilor, utilaj care la prima fabrică a fost procurat din import.

c. Cunoaşterea tuturor materialelor cu care se lucrează în fabrică (ciment, oţel, materiale auxiliare etc.).

d. Consumuri specifice reduse la beton şi armătură în tubul finit faţă de alte procedee tehnologice cunoscute ca : Sentab, Socoman, Arkel etc.

e. Utilizarea experienţei cadrelor calificate din vechea fabrică de tuburi de presiune.

II. AMPLASAMENT

Noua secţie de tuburi de beton precomprimat este amplasată în incinta Întreprinderii de prefabricate Progresul în vecinătatea halei existente de fabricaţie a tuburilor de presiune (fig. 1.)

Prin această amplasare în incinta unei întreprinderi de prefabricate se reduc investiţiile pentru o serie de deserviri, care se folosesc în comun cu celelalte secţii ale întreprinderii de prefabricate, cum ar fi : depozitul de agregate, silozul de ciment, centrala de beton, atelierul de armături pentru sîrmă S.B.P., centrala termică, postul trafo, reţelele de drumuri şi căi ferate, reţelele exterioare de alimentări cu apă, energie electrică.

Ca urmare a acestei utilizări în comun, pentru o serie de deserviri, se realizează o reducere a valorii de investiţie de circa 12 % faţă de o amplasare idependentă a noii fabrici de tuburi de presiune.

Amplasarea noii secţii de tuburi în regiunea Bucureşti a ţinut seamă de faptul că în această zonă este prevăzut a se face lucrări de irigaţii, aşa încît transporturile pe calea ferată şi şosea să fie reduse, respectîndu-se principiul amplasării fabricilor în centrele de consum ale produselor.

Un alt avantaj al acestui amplasament îl constituie utilizarea serviciilor oraşului Bucureşti ca : mîna de lucru, surse de alimentare apropiate, căi de comunicaţie etc.

Amplasamentul acestei secţii a fost fixat în planul general de situaţie, lăsîndu-se o porţiune de teren liberă între noua hală şi depozitul ei de produse finite, în vederea posibilităţii unei extinderi cu încă o linie de fabricaţie pentru tuburi Ø 600 mm sau Ø 1 500 mm.

III. CAPACITATE, PROFIL, SORTIMENTE

Sortimentele de tuburi care se execută în această secţie conform datelor din proiect sînt :

— tuburi cu diametrul Ø 600 mm pe o linie de fabricaţie ;

— tuburi cu diametrul Ø 1 000 mm pe a doua linie de fabricaţie.

Dimensionarea tehnologică pentru utilajele de ridicat şi construcţiile tehnologice s-a făcut în aşa fel încît pe linia tehnologică de fabricaţie a tuburilor Ø 600 mm să se poată confecţiona tuburi între Ø 400 — Ø 900 mm, iar pe linia de tuburi Ø 1 000 mm să se confecţioneze tuburi între Ø 1 000 — Ø 1 500 mm.

Dotarea liniilor de fabricaţie cu echipament tehnologic (tipare, miezuri de armare, miezuri de presiune, inele de rulare etc.) s-a făcut numai pentru Ø 600 mm şi Ø 1 000 mm.

Există posibilitatea ca fiecare linie de fabricaţie să producă în acelaşi timp o gamă de sortimente în limitele arătate mai sus, (cazul dotării cu echipament tehnologic adecvat).

Capacitatea anuală proiectată a vechii fabrici a fost, conform datelor oferite de furnizor, de circa 100 km conductă în echivalent Ø 600 sau circa 10 000 m^3 beton. Capacitatea de producţie a noii secţii s-a proiectat ţinînd seamă de experienţa primei secţii de la Progresul şi folosind o organizare raţională a producţiei s-a realizat, cu aceleaşi utilaje, depăşirea cu 10 % a capacităţii proiectate pentru prima secţie.

În tabela 1 se arată capacitatea proiectată pentru noua secţie.

Prin recuperarea pierderilor de beton la torcretarea tuburilor se realizează o producţie secundară de circa 2 000 m^3 pe an. În acest sens s-a proiectat în noua hală o secţie anexă

Tabela 1

Sortiment	Lungimea utilă tub (m)	Nr. de zile lucrătoare pe an	Nr. de schimburi pe an	Productivitatea pe schimb (buc.)	Nr. tuburi pe an	Vol. beton per buc. (m^3)	Vol. beton pe an	Lung. conduct.	
								fizic	echiv. Ø 600/km
Ø 600	5,0	260	520	16	8 320	0,507	4 250	41,5	41,5
Ø1 000	5,0	260	520	10,5	5 460	1,235	6 750	27,5	67,5
						Total	11 000 m^3		109,0 km

pentru recuperarea torcretului. Aici se vor fabrica produse din beton simplu sau slab armat ca : plăci de pardoseli, borduri, dale etc.

IV. CARACTERISTICILE PRODUSULUI

Caracteristicile produsului sînt arătate în tabela 2.

Tubul de presiune, produsul fabricii, este format din două straturi de beton. Primul strat de beton este format din beton precomprimat cu armătura longitudinală preîntinsă înglobată în beton și armătura transversală preîntinsă la exteriorul stratului de beton. Acest prim strat de beton formează tubul miez.

Pentru protecția armăturii transversale, care încinge tubul miez la exterior, se execută cel de al doilea strat de beton prin torcretare, care are o grosime de 15 mm și care, datorită condițiilor tehnologice create, este din beton precomprimat. Cele două straturi, deși sînt executate în două etape diferite de-a lungul procesului tehnologic, în exploatare lucrează ca un singur strat de beton omogen în vederea evitării fisurilor, respectiv a evitării acțiunii agenților exteriori asupra armăturii transversale.

Îmbinarea tuburilor de presiune se face cu mufe, iar etanșarea se realizează cu inele de cauciuc de secțiune circulară.

În funcție de destinația lor, tuburile de presiune pot folosi la următoarele lucrări :

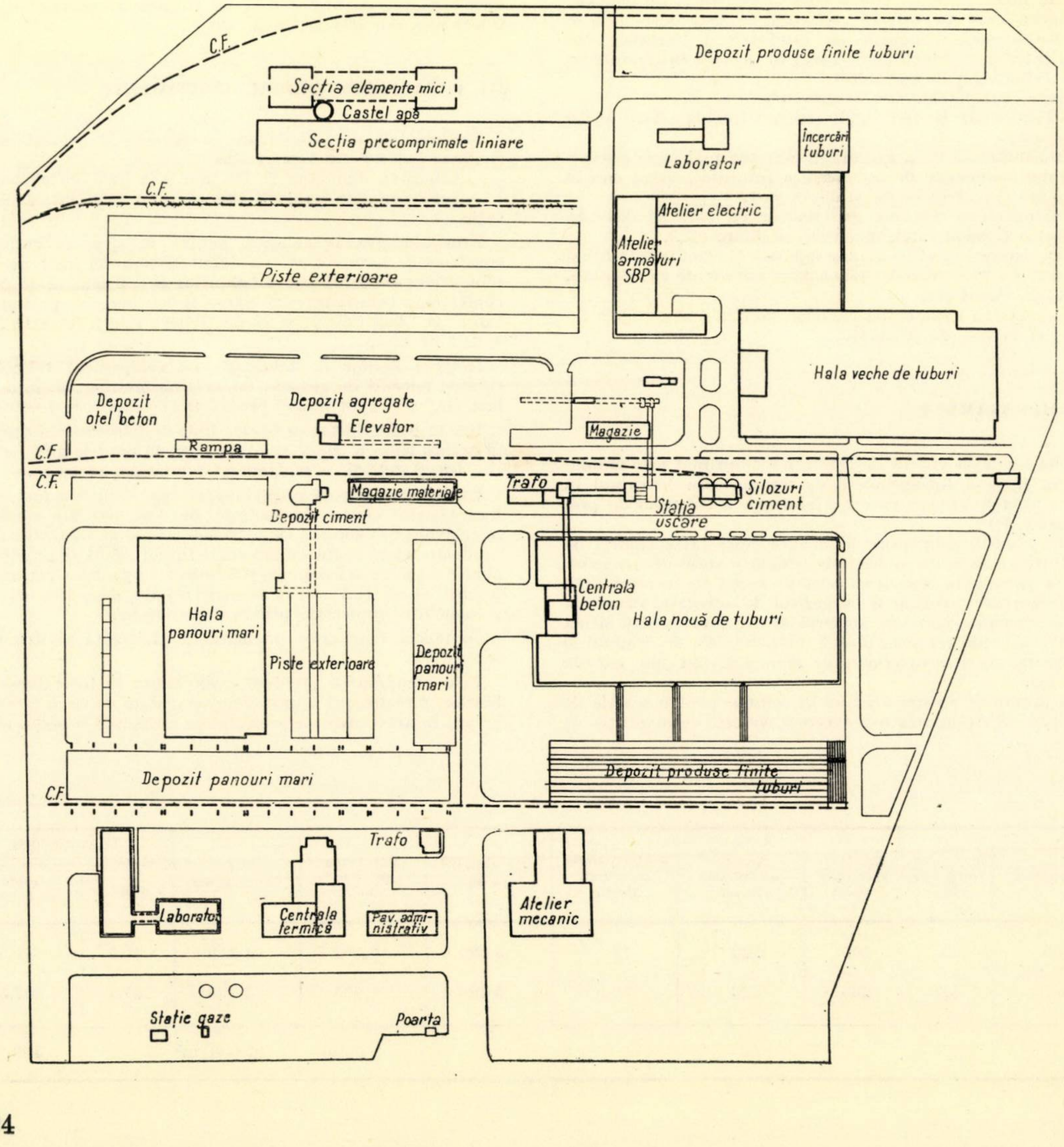
— alimentări cu apă ;
— irigații ;
— traversări de cursuri de apă.

Presiunile de lucru pentru tuburile precomprimate îngropate în pămînt sînt următoarele : 2,5 ; 4 ; 5 ; 6 ; 8 ; 10 ; 12,5 ; 16 și 20 de atmosfere. Aceste presiuni reprezintă presiuni maxime de lucru din conductă (adică presiunea de regim, plus lovitura de berbec).

V. PRINCIPALII INDICATORI PROIECTAȚI

Pe baza datelor din proiect au rezultat indicii tehnico-economici din tabela 3. S-a considerat că secția de tuburi lucrează cu întreaga capacitate de producție, adică 11 000 m^3/an sau 109 km în echivalent Ø 600/an, în 520 schimburi/an.

Fig. 1. Plan general de situație al fabricii I. P. Progresul


C.F.
Secția elemente mici
Castel apă
Secția precomprimate liniare
Depozit produse finite tuburi
Laborator
Încercări tuburi
C.F.
Atelier electric
Atelier armături SBP
Piste exterioare
Hala veche de tuburi
Depozit oțel beton
Depozit agregate
Elevator
Magazie
Rampa
C.F.
C.F.
Magazie materiale
Trafo
Silozuri ciment
Depozit ciment
Stația uscare
Centrala beton
Hala panouri mari
Hala nouă de tuburi
Piste exterioare
Depozit panouri mari
Depozit panouri mari
Depozit produse finite tuburi
C.F.
Trafo
Laborator
Centrala termică
Pav. administrativ
Atelier mecanic
Stație gaze
Poarta

Este interesant de arătat că în cadrul devizului general întocmit pentru noua secţie de tuburi de presiune, valoarea cheltuielilor de investiţie se repartizează cu următoarea pondere :

hala de fabricaţie şi centrala de beton	54,0 %
staţia de uscare agregate	3,1 %
depozitul de ciment	1,1 %
extindere atelier de armături	0,5 %
depozitul de produse finite	2,5 %
atelierul mecanic şi electric	3,1 %
transporturi şi telecomunicaţii	1,7%
surse energetice	9,6 %
alimentări cu apă şi canalizări	6,2 %
reţele exterioare de abur, gaze, aer comprimat, electrice	2,8 %
alte cheltuieli	7,6 %
diverse şi neprevăzute	4,4 %
organizarea şi executarea lucrărilor	1,2 %
probe tehnologice	2,2 %
Total	100 %

Se remarcă că hala de fabricaţie şi centrala de beton, deşi au o pondere relativ mare, reprezintă totuşi numai circa jumătate din valoarea cheltuielilor de investiţie.

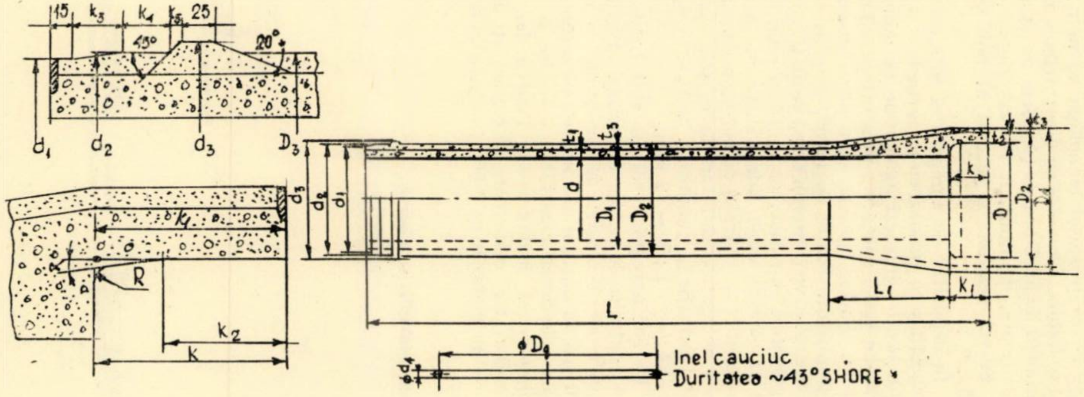


Tabela 2

Diametrul tubului	Dimensiuni în milimetri																				Volume şi greutăţi calculate				Inel de cauciuc Ø d_4/Dg	Unghi admisibil între tuburi în grade
	Tubul miez										Tubul finit										Beton pentru tubul miez	Mortar pentru stratul de protecţie	Greutatea			
d	D	D_1	D_2	t_1	t_2	$k=k_1$	k_2	R	a°	L_1	d_1	d_2	d_3	D_3	D_4	t_3	k_3	k_4	k_5	L	dm³	dm³	Tubul miez kg	Tubul finit kg		
400	514	460	588	30	37	145	90	15	6	450	482	490	504	490	618	15	37,5	35	7	5 145	234	118	575	865	20/456	3,0
500	614	560	688	30	37	145	90	15	6	450	582	590	604	590	718	15	37,5	35	7	5 145	288	141	710	1 050	20/546	3,0
600	714	660	788	30	37	145	90	15	6	450	682	690	704	690	818	15	37,5	35	7	5 145	341	166	840	1 250	20/637	3,0
700	824^{+0}_{-2}	770	906	35	41	145	90	15	6	475	792 ± 2	800 ± 2	814 ± 2	800	936	15	37,5	35	7	5 145	462	193	1 130	1 600	20/737	3,0
800	934	880	1 028	40	47	175	115	15	6	520	902	910	924	910	1 058	15	40	47,5	7	5 175	610	221	1 500	2 050	20/837	3,0
900	1 044	990	1 148	45	52	175	115	15	6	550	1 012	1 020	1 034	1 020	1 178	15	40	47,5	7	5 175	771	249	1 890	2 500	20/937	3,0
1 000	1 158	1 100	1 274	50	58	175	115	15	6	610	1 118	1 128	1 145	1 130	1 304	15	40	50	8,5	5 175	959	276	2 350	3 050	25/1 038	3,0
1 100	$1\,272^{+0}_{-2,5}$	1 214	1 404	57	66	195	130	20	6	665	$1\,232^{+3}_{-2}$	1 242 ± 2,5	1 259 ± 2,5	1 244	1 434	15	44	55	8,5	5 195	1 216	305	2 980	3 750	25/1 142	2,5
1 200	1 388	1 328	1 536	64	74	195	130	20	6	730	1 348	1 358	1 375	1 360	1 568	16	44	55	8,5	5 185	1 504	357	3 780	4 650	25/1 247	2,5
1 250	1 444	1 384	1 598	67	77	195	130	20	6	750	1 404	1 414	1 431	1 416	1 630	16	44	55	8,5	5 195	1 641	373	4 020	4 950	25/1 298	2,5
1 300	1 510	1 440	1 672	70	81	225	150	25	6	810	1 461	1 474	1 494	1 472	1 704	16	51	65	10	5 225	1 828	389	4 480	5 450	30/1 355	2,5
1 400	$1\,626^{+0}_{-3}$	1 554	1 806	77	90	225	150	25	6	880	1 577 ± 3	1 590 ± 3	1 610 ± 3	1 588	1 840	17	51	65	10	5 225	2 184	448	5 360	6 450	30/1 460	2,5
1 500	1 738	1 666	1 930	83	96	225	150	25	6	925	1 689	1 702	1 722	1 700	1 964	17	51	65	10	5 225	2 525	480	6 190	7 400	30/1 562	2,5

Tabela 3

Nr. crt.	Denumirea	Linia Ø 600	Linia Ø 1 000	Total
1	Suprafaţa tehnologică de producţie m²	3 610	3 610	7 220
2	Producţia anuală m³	4 250	6 750	11 000
3	Producţia anuală în echiv. Ø 600 km	41,5	67,50	109,0
4	Număr de muncitori productivi pe schimb în hala de fabricaţie	28	29	57
5	Număr de muncitori de deservire (întreţinere, transporturi interioare, laborator, evacuare, pe schimb)	10	8	18
6	Consum de manoperă în ore pe m³ beton (pt. muncitori direct productivi)	27,2	17,8	21,5
7	Consum manoperă în ore pe m Ø 600 (direct productivi)	2,75	1,80	2,2
8	Consum energie electrică pe m³ beton în kWh	–	–	150
9	Consum specific de abur t/m³ beton	–	–	1,59
10	Productivitatea fizică a muncii pe total muncitori în fabrică (inclusiv centrala de beton staţia de uscare, depozit finite, auxiliari etc.) m³/om-an	45	63	55
11	Idem pe total salariaţi	42,5	56,5	50,5
12	Greutatea utilajelor pe liniile de fabricaţie în tone-total din care: utilaj din ţară utilaj din import	210 187 23	336 310 26	546 497 49
13	Investiţia specifică lei/m³	–	–	4 820

În cadrul obiectului principal al devizului general, hala de fabricaţie şi centrala de beton, se observă următoarea repartizare a cheltuielilor:

lucrări de construcţii	32,5 %
instalaţii electrice	3,5 %
instalaţii termotehnice	6,8 %
instalaţii de apă şi canal	3,2 %
utilaje	54,0 %
Total	100 %

Se observă ponderea mare pe care o au utilajele tehnologice în devizul halei şi centralei de beton (peste 50 %) şi în cadrul devizului general al fabricii (circa 30 %).

În cadrul acestei poziţii valoarea utilajelor din import reprezintă circa o treime din valoarea totală a utilajelor.

Consumurile speciale ale principalelor materiale pentru tuburi de presiune de 10 atm (inclusiv pierderi tehnologice) arată astfel:

agregate	3,1 t/m³ beton tub finit
ciment	1,1 t/m³ beton tub finit
oţel SBP	137 kg/m³ beton tub finit
OL 38	12 kg/m³ beton tub finit.

Faţă de consumurile specifice considerate pentru tubul de 10 atm se arată ponderea elementelor componente ale preţului de cost al tuburilor:

	pondere %
a) materii prime	
— ciment şi materiale auxiliare	16,9
— agregate uscate şi sortate	3,4
— armături	36,2
b) abur tehnologic	1,9
c) gaze pentru uscător agregate	0,2
d) energie electrică	3,4
Total cheltuieli variabile (a — d)	62,0
e) salarii şi cheltuieli generale	38,0
Total	100 %

VI. PROCESUL TEHNOLOGIC GENERAL AL SECŢIEI DE TUBURI

Amplasarea noii secţii de tuburi de presiune s-a făcut în aşa fel ca procesul tehnologic al noii secţii să folosească şi să se îmbine armonios cu deservirile comune ale întregii întreprinderi de prefabricate (depozit de agregate, siloz de ciment, căi ferate, drumuri, reţele exterioare, canalizări etc.).

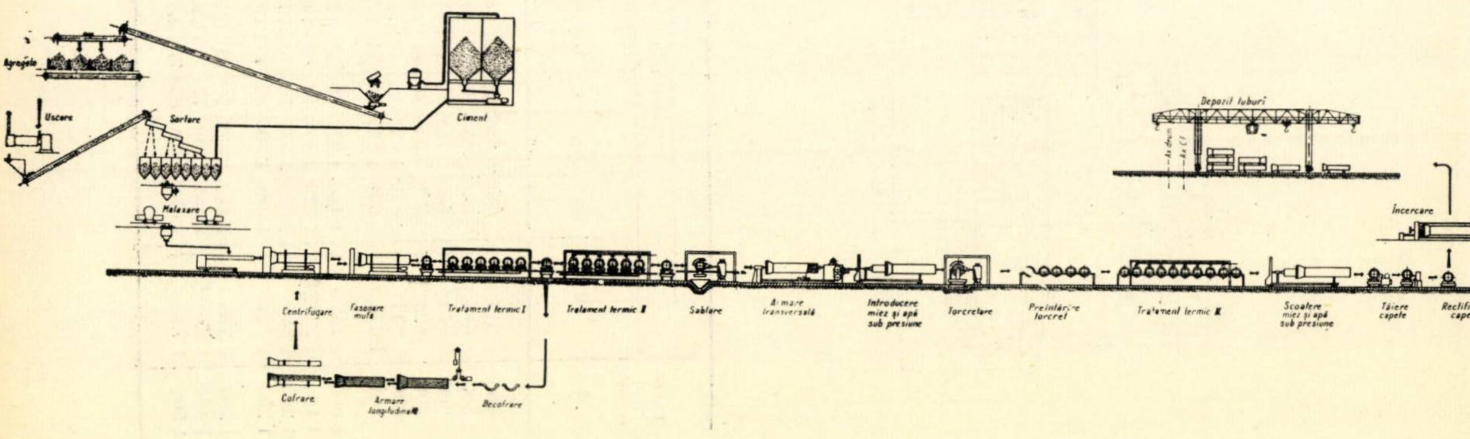
Fluxul tehnologic general al noii secţii este următorul (fig. 2):

În depozitul de agregate al întreprinderii, agregatele sînt depozitate în grămezi cu sorturile 0 — 3 ; 3 — 7 şi 7 — 15 mm. Din aceste grămezi agregatele se aduc pe o bandă situată într-un tunel subteran, prin intermediul unor relee de benzi, la un buncăr metalic care alimentează staţia de uscare a agregatelor. Staţia de uscare este prevăzută cu două uscătoare rotative (raisere). După ce au trecut prin staţia de uscare, agregatele se ridică, cu ajutorul unui releu format din două elevatoare cu cupe, într-o staţie de sortare situată în partea uperioară a centralei de beton, o construcţie înaltă de 28 m. Aici agregatele sînt sortate în şase sorturi, conform reţetei de fabricaţie a tuburilor: sort 0 — 0,5 ; 0,5 — 1 ; 1 — 2 ; 2 — 4 ; 4 — 8 ; 8 — 12 mm.

De aici agregatele sortate sînt conduse în buncărele de zi ale centralei de beton. La acelaşi nivel cu buncărele de agregate se află buncărele de ciment ale centralei. Pe sub buncăre, circulă un dozator gravimetric pe o cale de rulare suspendată, care colectează cantităţile necesare de agregate şi ciment şi alimentează malaxoarele. Pentru fabricaţia tuburilor sînt necesare trei malaxoare de capacităţi diferite:

— un malaxor de 2 000 l pentru linia Ø 1 000 — Ø 1 500 ;

Fig. 2. Schema tehnologică de fabricaţie a tuburilor de presiune



— un malaxor de 1 000 l pentru linia Ø 400 — Ø 900;

— un malaxor de 500 l pentru torcretul necesar ambelor linii de fabricaţie.

Aceste capacităţi ale malaxoarelor sînt dictate de necesitatea ca fiecare tub să fie confecţionat dintr-o singură şarjă. Sub malaxoare se află buncărele suspendate mobile care descarcă betonul în lingurile de alimentare ale centrifugelor din hala de fabricaţie.

Cimentul se descarcă pneumatic din vagoane de cale ferată într-un siloz, de unde se transportă cu ajutorul aerului comprimat pe estacade, în buncărele de ciment din centrala de beton.

Armătura de sîrmă SBP, necesară tuburilor de presiune, se prelucrează la maşinile de bobinat şi împletit, situate în atelierul de armături al întreprinderii. De aici armătura înfăşurată pe bobine se transportă cu ajutorul electrocarelor în hala de fabricaţie la maşinile de armare longitudinală şi spirală.

VII. PROCESUL TEHNOLOGIC ÎN HALA DE FABRICAŢIE

Procesul de fabricaţie al tuburilor se desfăşoară într-o hală de dimensiunea 138 × 66 m (fig. 3 şi fig. 5).

Tehnologia pe fiecare din cele două linii de fabricaţie este în principiu identică, diferenţele în procesul de fabricaţie constînd în mijloacele de transport şi tipul de utilaj folosit (fig. 4).

Procesul tehnologic începe cu confecţionarea armăturii longitudinale pretensionate. Această armătură din sîrmă SBP formată din 2 fire împletite se înfăşoară sub tensiune pe un miez de armare prevăzut la capete cu inele frontale cu dornuri, cu ajutorul unei maşini automate (fig.6). Cu ajutorul unui dispozitiv hidraulic se formează mufa. Miezul de armare se introduce în tiparul pregătit (fig. 7) şi prin intermediul unor cilindri hidraulici se tensionează suplimentar armătura prin deplasarea pereţilor frontali ai miezului de armare, în aşa fel încît inelele frontale să reazeme pe tipar După aceasta miezul de armare se scoate din tipar şi se poate refolosi. Tiparul cu armătura longitudinală pe el se aşază pe o centrifugă cu role şi se alimentează cu beton prin intermediul lingurii de alimentare (fig. 8). Urmează centrifugarea tubului care durează între 15 şi 20 minute în funcţie de diametrul tubului. Tubul centrifugat se duce la maşina de format mufe, unde se realizează profilul mufei cu ajutorul unor scule şi dispozitive. Cu această operaţie tubul miez este format şi urmează tratamentul termic în camera I.

În această cameră tubul se stropeşte continuu în interior cu apă caldă la + 80°C, timp de opt ore.

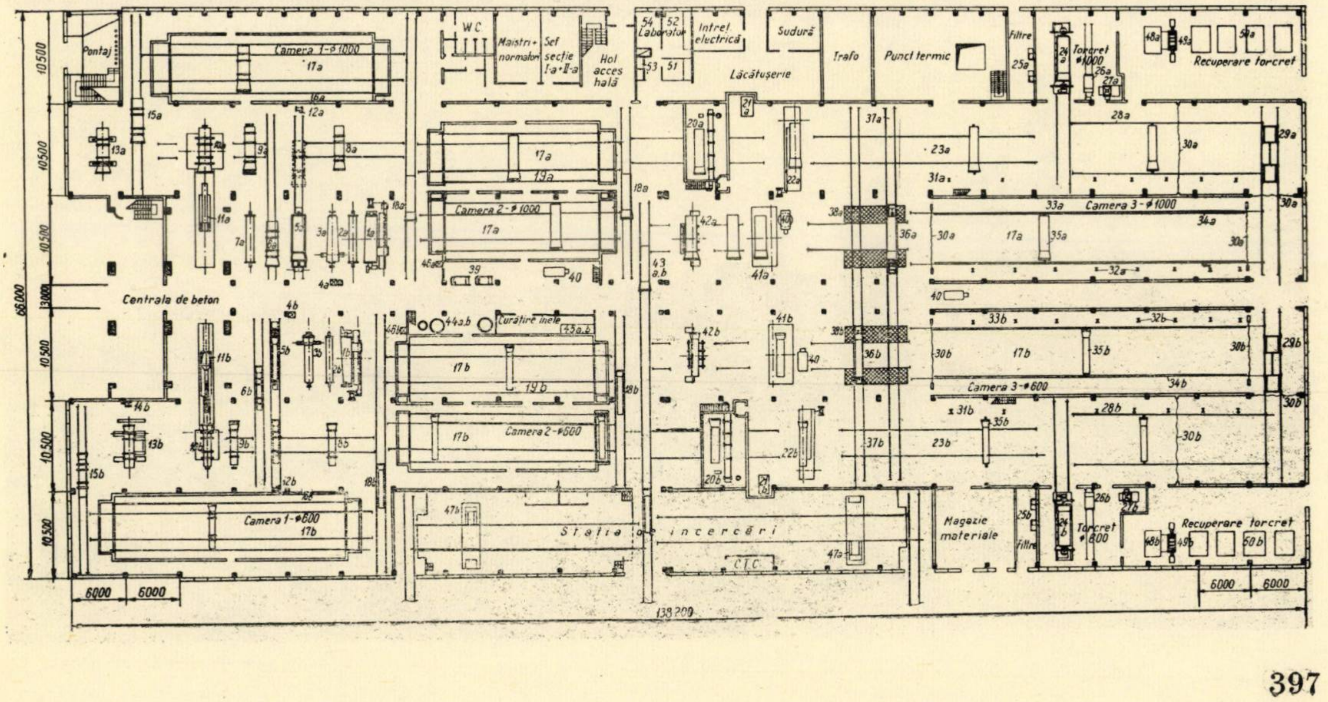
Camera de tratament termic are sub nivelul pardoselii un bazin cu apă, de unde apa este absorbită şi trimisă în reţeaua de stropire cu ajutorul unor pompe. Deplasarea tuburilor în camera de tratament termic se face mecanizat, operaţiile de manipulare fiind dificil de efectuat în condiţii de umiditate şi temperatură ridicate.

După scoaterea tiparelor cu tubul de beton din camera I, urmează decofrarea tubului prin îndepărtarea celor două jumătăţi ale tiparului. Prin această operaţie, efortul de pretensionare este cedat de către tipar betonului din tubul miez. Tiparul se curăţă de resturi de beton, se unge şi apoi se introduce în fluxul tehnologic, la locul de montaj al armăturii. Tubul miez decofrat continuă tratamentul termic în camera a II-a timp de 24 ore, fiind stropit continuu în interior şi exterior cu apă caldă la + 80°C; în restul operaţiilor tehnologice camera a II-a se aseamănă cu camera I. După acest tratament termic tubul miez are rezistenţa necesară preluării efortului de precomprimare transversală. Înainte de această operaţie, tubul este supus operaţiei de sablare, care are rolul de a elimina resturile de materiale folosite la ungerea tiparului şi de a realiza o suprafaţă rugoasă a tubului miez, în vederea unei mai bune aderări a mortarului de protecţie de tubul miez. Sablarea se face într-o cameră închisă, în condiţii de mecanizare.

Fig. 3. Plan tehnologic general al halei de fabricaţie tuburi de presiune:

1 a; b — maşina de armare longitudinală; 2 a; b — montajul inelelor de capăt; 3 a; b — dispozitive de strîns armătura la mufă; 4 a; b — pompă hidraulică; 5 a; b — extractor de miez pentru armarea tuburilor; 6 a; b — vagonet pentru jumătatea superioară a tiparului; 7 a — capră pentru miezuri de armare; 8 a; b — tipar la decofrare; 9 a; b — montajul inelelor de rulare; 10 a — maşina de centrifugat; 11 a; b — alimentator pentru centrifugă; 12 a; b — troliu manual de 1 t; 13 a; b — maşină de format mufe; 14 b; grup de pompare; 15 a; b — vagonet transbordor la camera 1; 16 a; b — camera 1 de tratament termic; 17 a; b — bazin; 18 a; b — vagonet transbordor la camera 2; 19 a; b — camera 2 de tratament termic; 20 a; b — camera de sablare; 21 a; b — filtre la sablare; 22 a; b — maşină de armare transversală; 23 a; b — loc pentru încercarea tubului miez la presiune; 24 a; b — dispozitiv pentru rotit tuburi la torcret; 25 a; b — ventilatoare; 26 a; b — cabine de torcretare; 27 a; b — buncăr pentru torcret; 28 a; b — transportor cu lanţ la preîntărirea torcretului; 29 a; b — vagonet transbordor în camera 3; 30 a; b — perdele de etanşare; 31 a; b — prize de umplere cu apă a tuburilor; 32 a; b — prize de presiune în camera 3; 33 a; b — camera 3 de tratament termic; 34 a; b — transportor cu lanţ în camera 3; 35 a; b — tub cu miez de presiune; 36 a; b — extractorul miezului de presiune; 37 a; b — locul de montaj al miezului de presiune; 38 a; b — — bazine de colectare a apei; 39 — macara; 40 — electrocar; 41 a; b — maşina de tăiat capete de tuburi; 42 a; b — maşina de finisat tuburi la vîrf şi mufă; 43 a; b — cărucior peridoc; 44 a; b — inele de capăt (depozit); 45 a; b — masă de curăţire a inelelor de capăt; 46 a; b — pompă hidraulică; 47 a; b — banc de probă la presiune; 48 a; b — malaxor 150 l; 49 a; b — masă vibrantă; 50 a; b — tipare metalice încălzitoare pentru dale; 51 — camera de sortare — cernere; 52 — camera pentru probe de beton; 53 — bazin cu apă pentru păstrarea cuburilor; 54 — cameră pentru carburanţi

N o t ă: cu indicatorul „a" sînt notate utilajele şi construcţiile care se referă la linia ∅ 1 000, iar cu indicatorul „b" cele care se referă la linia ∅ 600.



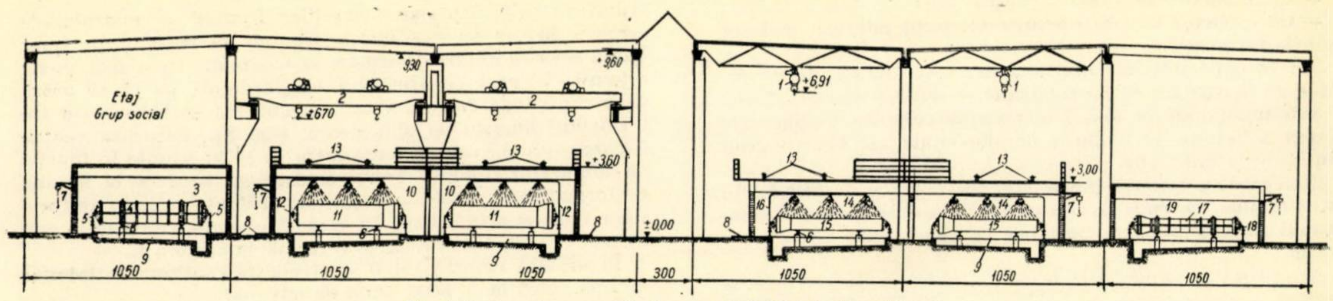


Fig. 4. Secţiune transversală prin camerele 1 şi 2 de tratament termic

1 – electropalan de 5 t; 2 – pod rulant de 2 × 7,5 t, L = 8,6 m; 3 – camera 1 de tratament termic linia Ø 1 000; 4 – tipar Ø 1 000 cu tubul miez; 5 – instalaţia de stropire în interiorul tubului; 6 – cale de rulare; 7 – consolă pentru întoarcerea cărucioarelor; 8 – conductă de alimentare pentru apă caldă; 9 – bazin de apă; 10 – camera 2 de tratament termic-linia Ø 1 000; 11 – tub miez Ø 1 000; 12 – instalaţia de stropire de sus şi în interiorul tubului; 13 – longrine pentru depozitarea tuburilor şi a echipamentului; 14 – camera 2 de tratament termic linia Ø 600; 15 – tub miez Ø 600; 16 – instalaţia de stropire de sus în interiorul tubului; 17 – tipar Ø 600 cu tubul miez; 18 – instalaţia de stropire în interiorul tubului; 19 – camera 1 de tratament termic linia Ø 600.

Urmează apoi armarea transversală a tubului miez, folosind în acest scop o maşină automată (fig. 9). Pentru armarea transversală se foloseşte sîrmă SBP, avînd diametrul 3 – 5 mm, într-un singur fir. În tubul înfăşurat la exterior cu sîrmă sub tensiune se introduce un miez de presiune (fig. 10) şi se închide tubul cu capace etanşe. În spaţiul inelar gol format în interior se pompează apă sub presiune, astfel ca să anuleze eforturile de compresiune din beton date de armătura pretensionată inelară.

Tubul se păstrează la presiune cîteva ore, pentru a verifica în tubul miez compactarea betonului. Tubul cu miezul de presiune se transportă în camera de torcretare, unde se aplică cu ajutorul unui aparat de torcretare un strat de mortar de protecţie. După torcretare tubul este ţinut într-un spaţiu închis de întărire uscată a stratului de torcret, după care tubul se introduce în camera de întărire nr. III. În această cameră se face întărirea mortarului de protecţie prin stropirea lui cu apă caldă la + 60°C.

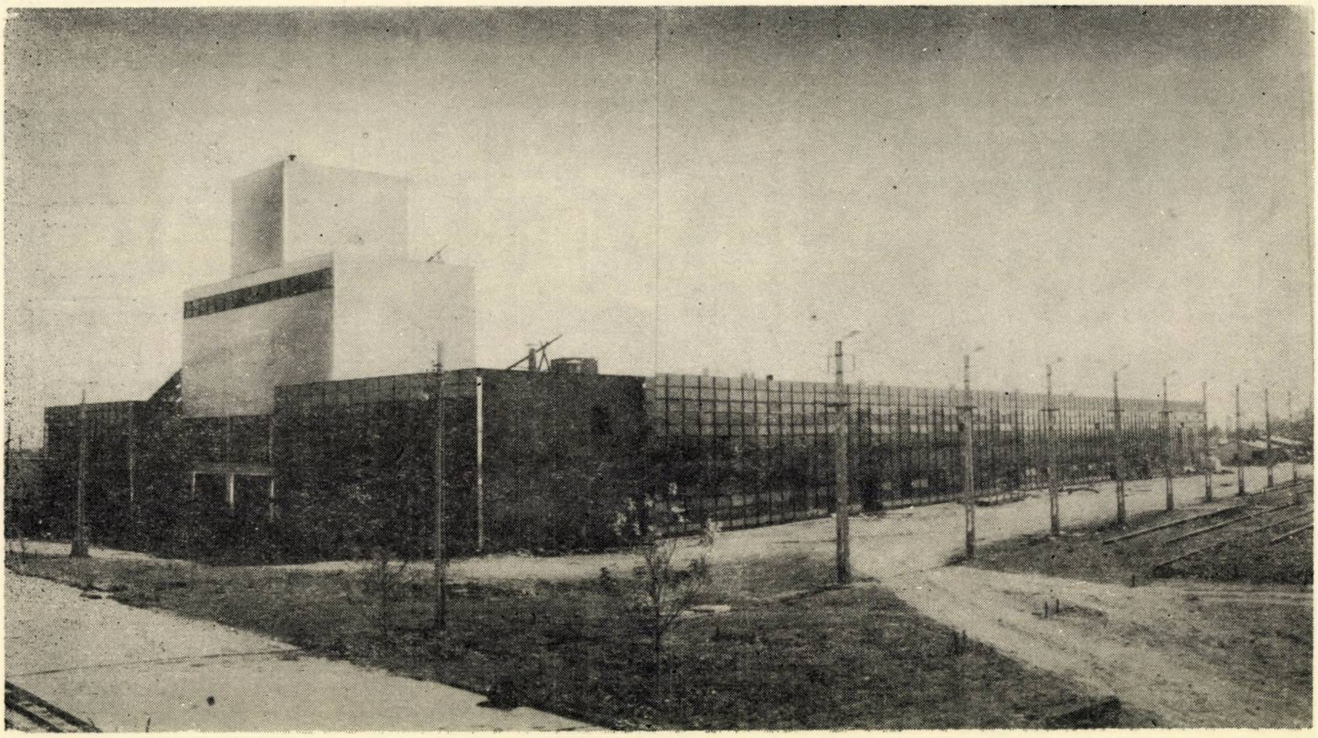
Timpul de staţionare a tuburilor în camera a III-a este de 24 ore. Deplasarea tuburilor în această cameră se face mecanizat. În tot acest timp tubul a fost ţinut la presiune interioară. După ce tuburile se scot din camea a III-a, se evacuează apa sub presiune şi se scot miezurile de presiune din tuburi. În continuare tubul este dus la o maşină de tăiat capetele (fig. 11), eliberînd inelele frontale şi dînd prin adeziune betonului efortul din armătura longitudinală. Urmează apoi rectificarea şi finisarea capetelor tubului la o maşină specială (fig. 12), după care tuburile se duc la staţia de încercări situată în hala de fabricaţie. Toate operaţiile de manipulare în cadrul fluxului tehnologic se fac cu electropalane la linia Ø 600 mm şi cu poduri rulante comandate de la sol la linia Ø 1 000 mm. Pentru a evita şocurile la preluarea sau aşezarea tuburilor, electropalanele şi podurile rulante sînt prevăzute cu dispozitive cu microviteză.

În staţia de încercări se găsesc două bancuri de probă, unul pentru linia Ø 600 şi altul pentru linia Ø 1 000 mm. Încercarea tuburilor se face bucată cu bucată, introducînd apă sub presiune în interiorul tuburilor (fig. 13).

Presiunea de încercare este egală cu 1,5 x presiunea nominală maximă din exploatare. La presiunea nominală maximă tuburile se încearcă minimum 10 minute, după care se ridică presiunea la presiunea de încercare timp de două minute.

După efectuarea probei de presiune, tubul este golit de apă, este marcat şi evacuat pe un vagonet în depozitul de produse finite. Acest depozit este deservit de o macara portal tip MIG care preia tuburile şi le depozitează în rînduri suprapuse în stive. În depozit este prevăzută o instalaţie de stropire a

Fig. 5. Vedere a halei de fabricaţie



tuburilor pe timp călduros. Cu aceeaşi macara tuburile se încarcă în vagoanele de cale ferată sau în mijloacele de transport auto pentru a fi expediate beneficiarilor.

VIII. ÎMBUNĂTĂŢIRI ADUSE TEHNOLOGIEI DE FABRICAŢIE A TUBURILOR

Tehnologia de fabricaţie a tuburilor de presiune s-a proiectat ţinînd seama de experienţa acumulată la prima secţie de la Progresul, intrată în funcţiune în 1961. Îmbunătăţirile tehnologice faţă de prima fabrică de tuburi constituie contribuţia inginerilor şi tehnicienilor noştri din proiectare şi exploatare. Tehnologia primei fabrici de tuburi prezenta o serie de deficienţe în exploatare şi în domeniul protecţiei muncii. Aceste deficienţe s-au înlăturat prin proiectarea următoarelor soluţii îmbunătăţite :

1. La linia Ø 600 mm, maşinile de armare longitudinală, armare transversală, de format mufă, de tăiat capete, de finisat s-au rotit la 180°.

Ca urmare a acestei rotiri a maşinilor, în hală dispare rotirea tubului mosor în plan înainte de introducerea armăturii longitudinale în tipar, operaţie greoaie care cere şi măsuri suplimentare de protecţie a muncii ; în plus se realizează o economie de spaţiu de circa 50 m^2, deoarece nu mai este necesar spaţiul pentru retragerea vehiculelor care extrag miezul de presiune ; se înlătură curbarea căii de rulare a electropalanului la introducerea miezului de armare în tipar care producea în exploatare uzura utilajelor.

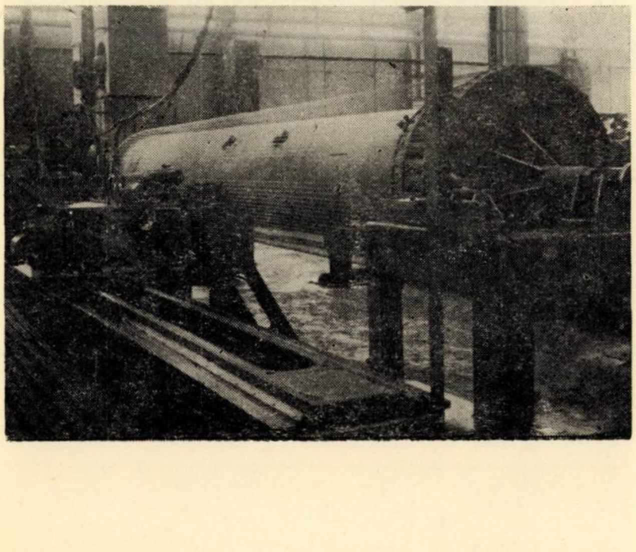
2. La linia de Ø 600 mm s-a introdus acelaşi extractor al miezului de armare ca la linia Ø 1 000 mm, păstrînd avantajele tehnice şi siguranţa protecţiei muncii a liniei Ø 1 000 mm. La acest post de lucru s-a amplasat un troliu mic manual care extrage tiparul cu armătura, lăsînd pe loc miezul de armare.

3. Deplasarea tuburilor în interiorul camerelor I şi a II-a de tratament termic se făcea manual la vechea fabrică, în condiţii de umiditate şi temperatură ridicată. S-a proiectat deplasarea mecanizată a tuburilor în camerele I şi a II-a cu ajutorul unor dispozitive (verine) cu acţionare hidraulică. Acestea împing pe căi de rulare, situate în interiorul camerelor, un tren de cărucioare pe care sînt aşezate tuburile ; astfel nu mai este necesară intrarea oamenilor în camere. Ca urmare a acestui fapt se uşurează efortul fizic al muncitorilor şi se poate ridica temperatura apei de stropire, deci şi a mediului din cameră, făcînd posibilă scurtarea ciclului de tratare termică.

4. Pentru eliminarea degajărilor de abur din camerele de tratament termic, degajări care conduc la degradarea acoperişului şi a unei părţi a utilajelor şi instalaţiilor din hală, la intrarea şi ieşirea din camere, s-au prevăzut sasuri despărţite la interior (de camera) şi exterior (cu hala) cu perdele de pînză cauciucată. Aceste sasuri au prevăzute instalaţii de ventilaţie care împiedică ieşirea aburului din cameră în hală.

5. În camera de sablare, deplasarea aparatului de sablare în lungul tubului se face mecanic, omul urmărind operaţia dintr-o cabină închisă, ferindu-l astfel de praf, spre deosebire de sistemul de la prima fabrică, unde aparatul de sablat este manipulat de om cu masca pe faţă.

Fig. 6. Maşina de armare longitudinală



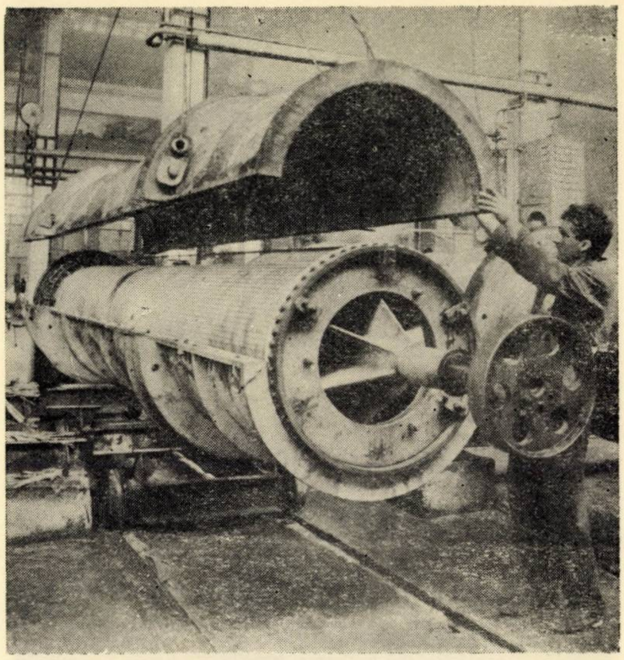


Fig. 7. Cofrarea miezului de armare

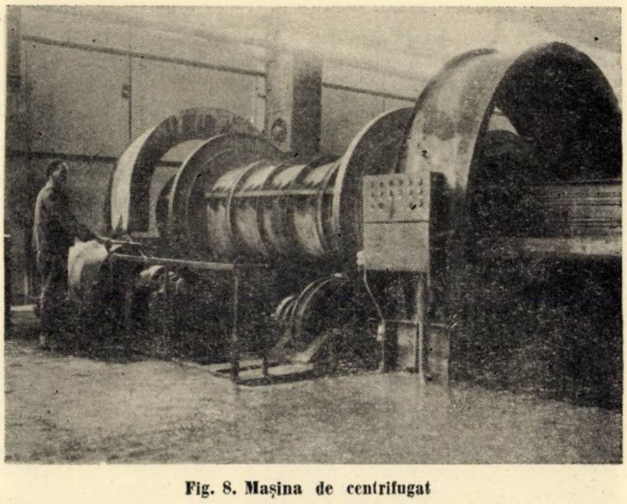
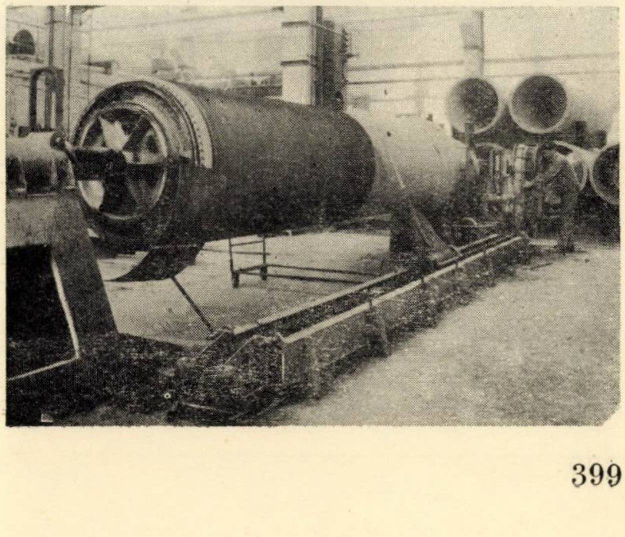


Fig. 8. Maşina de centrifugat

Fig. 9. Maşina de armare spirală



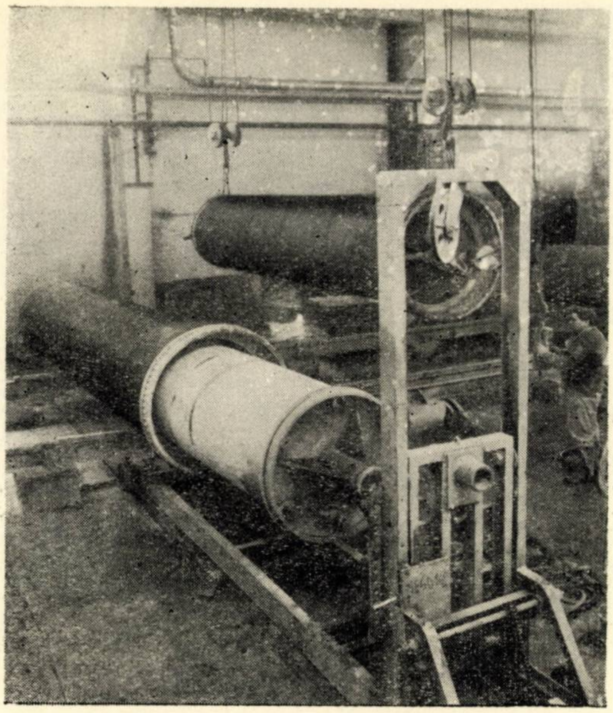


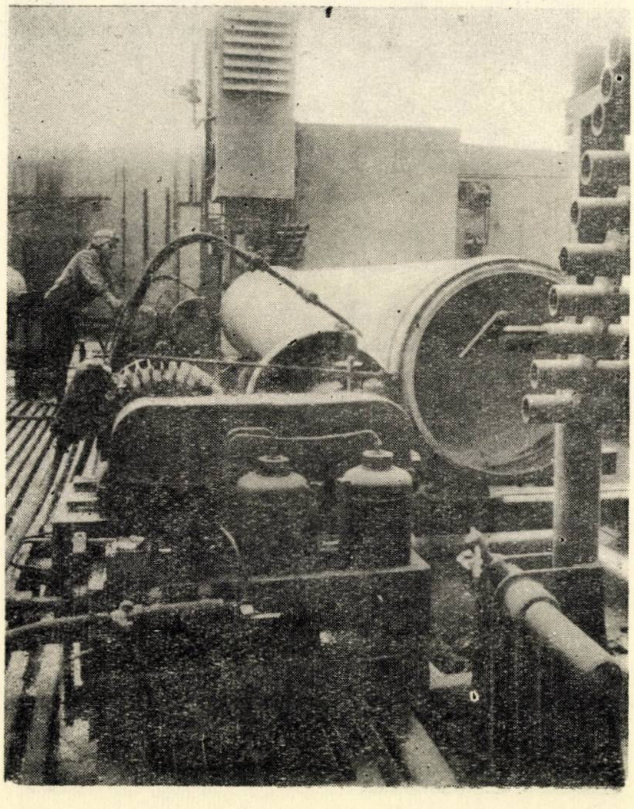
Fig. 10. Introducerea miezului de presiune în tubul miez

6. În camera de torcretare duza de torcretare este manipulată de un om ce se poate deplasa în lungul tubului, avînd posibilitatea de a varia distanţa de la duză la tub.

Deplasarea muncitorului se face într-o cabină specială de protecţie, spre deosebire de vechiul sistem unde aparatul de torcretare este manipulat de un om cu masca pe faţă.

7. Mecanizarea transportului în camerele I şi a II-a de tratament termic a făcut posibilă şi mecanizarea stropirii tuburilor în aceste camere. S-a proiectat o instalaţie de stropit în cele două camere de tratament termic, care asigură stropirea în acelaşi timp a tuturor tuburilor în cameră fără ca omul să intre în cameră.

Fig. 11. Maşina de tăiat capete



Stropirea se face prin duze care pulverizează apă caldă peste tuburi. S-a creat posibilitatea ca temperatura apei de stropit tuburi să fie diferită în camerele I, a II-a şi a III-a de tratament.

8. S-au proiectat două camere pentru recuperarea materialului căzut la operaţia de torcretare ; cîte una lîngă fiecare cameră de torcretare. Se elimină astfel transportul torcretului pe distanţă mare de circa 100 m, incomod, în special pe timp de iarnă.

9. S-a proiectat ca spaţiul de preîntărire a torcretului să fie închis cu o perdea, creîndu-se astfel o zonă cu un microclimat la 20...25°C. Această zonă unde se face întărirea stratului de protecţie este şi ferită de curenţi reci care pot dăuna torcretului ducînd la dezlipirea acestuia de pe tub. În acelaşi timp se crează o cameră tampon şi se micşorează efectul şocului termic la care este supus stratul de mortar de protecţie în momentul stropirii cu apă caldă a tuburilor în camera a III-a de tratament termic. Şocul termic duce la apariţia de fisuri în torcret sau la desprinderi ale torcretului de pe tubul miez.

10. Transbordarea tuburilor de la preîntărire torcret din camera a III-a se face la linia Ø 1 000 în exteriorul camerei a III-a, spre deosebire de fabrica veche unde această transbordare se face în interiorul camerei a III-a în condiţii grele de umiditate şi temperatură.

S-a proiectat ca la linia Ø 600 mm să se realizeze aceeaşi transbordare ca la linia Ø 1 000 mm. Din această cauză, camerele nr. III la noua fabrică au tuburile dispuse pe un rînd.

11. Amplasarea staţiei de încercări s-a făcut în aceeaşi hală de fabricaţie, renunţîndu-se la soluţia de a se face o staţie de încercări separată. Această soluţie a dus la micşorarea transporturilor interioare, la micşorarea suprafeţei staţiei de încercări, şi, implicit, la reducerea costului investiţiei.

12. În proiect se prevede ca prepararea şi distribuţia apei calde — agentul termic care accelerează întărirea betonului — să se facă într-o staţie centrală de pompe, amplasată în punctul termic aflat în hala de fabricaţie.

În vechea soluţie, în depozitul fiecărei camere, la exterior, se află o pompă care absoarbe apa din bazinul din cameră şi o refulează în instalaţia de stropire din cameră. În bazin se află o serpentină prin care trece un fluid termic care încălzeşte apa. Apa este recirculată în permanenţă. Apa se murdăreşte mereu cu reziduuri de beton, care înfundă instalaţia de stropire.

Pompele de la fiecare cameră sînt alimentate cu energie electrică prin reţea.

Înfiinţarea punctului termic central în noua soluţie adoptată a atras următoarele îmbunătăţiri tehnologice :

a — desfiinţarea staţiilor locale de pompare în număr de opt ;

b — desfiinţarea reţelei termice pentru încălzirea bazinelor ;

c — suprimarea serpentinelor pentru încălzit aflate în fiecare cameră de tratament ;

d — suprimarea reţelei electrice de alimentare cu energie electrică ;

e — reducerea numărului de pompe de la 8 la 5 (din care trei sînt în funcţiune şi două sînt de rezervă), deci o uşurinţă în exploatare ;

f — conducerea centrală cu muncitori calificaţi a preparării şi distribuţiei apei calde ;

g — automatizarea instalaţiilor şi controlul eficace al funcţionării ;

h — decantarea şi filtrarea apei, care evită înfundarea duzelor de stropire ;

i — economisirea de apă prin reducerea numărului de împrospătări ale apei de circulaţie prin decantare şi filtrare şi prin spălarea bazinelor ;

j — intrarea rapidă în regimul termic în circa 15 minute ;

k — nu mai sînt necesare golirile periodice ale bazinelor de apă pentru împrospătare.

Fluxul tehnologic realizat pentru stropirea cu apă caldă (agentul termic) este următorul :

Prepararea apei calde în aparatul de contra curent→hidrofor→reţeaua de distribuţie→instalaţia de stropire→bazinul de decantare şi înmagazinare→pompe→filtre→aparatul de contracurent.

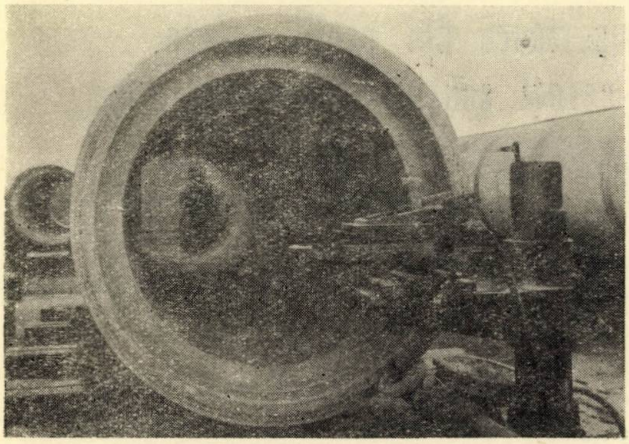


Fig. 12. Mașina de finisat capete

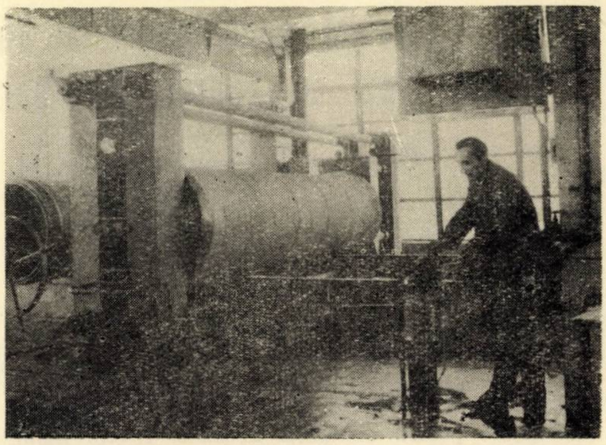


Fig 13. Banc de încercat la proba de presiune

13. Pentru eliminarea prafului, benzile transportoare care alimentează secțiile de torcretare s-au prevăzut a fi capsulate.

14. S-a creat posibilitatea, printr-o dimensionare tehnologică corespunzătoare, ca pe linia de fabricație de tuburi Ø 1000 mm să se poată confecționa în viitor și tuburi Ø 1 500 mm, cu echipament tehnologic adecvat. Acest lucru nu este posibil în vechea fabrică.

15. Folosirea deschiderii de 10,5 m pentru fluxul tehnologic, prin utilizarea grinzilor T din beton precomprimat, cu asigurarea corespunzătoare a spațiilor de circulație și protecție a muncii în hală. Această deschidere de 10,5 m a halei de prefabricație a fost menținută ulterior în proiectarea altor hale de fabricație pentru tuburi de presiune.

IX. CONCLUZII

Proiectarea unei noi secții de tuburi de presiune a ridicat numeroase probleme tehnice de îmbunătățire a procesului tehnologic de fabricație a tuburilor. Rezolvarea acestor probleme s-a putut face datorită experienței cîștigate în exploatare, cît și datorită preocupărilor continue în găsirea unor soluții și procedee tehnologice adecvate noilor condiții de muncă create în țara noastră.

Ca urmare a eforturilor depuse în această direcție, pentru noua fabrică au rezultat indicatori tehnico-economici superiori față de vechea fabrică, din care în mod deosebit se remarcă faptul că producția fizică (cu aceleași utilaje) a sporit printr-o mai bună organizare a muncii cu 10 %, productivitatea fizică a muncii a crescut de la 31 la 55 m^3/om-an, iar greutatea utilajelor din import s-a redus de la circa 95 % la circa 10 % din tonajul tehnologic total al liniilor de fabricație.

Eforturile creatoare ale proiectanților din IPIMPC, ale constructorilor și ale cadrelor calificate din Întreprinderea de prefabricate Progresul au asigurat noii investiții intrarea în funcțiune la termenul fixat și realizarea indicatorilor prevăzuți în graficul proiectat în acest sens.

Acest grafic prevede atingerea parametrilor finali proiectați în decursul a patru trimestre de la punerea în funcțiune a noii fabrici.

Punerea în funcțiune a investiției la termenul fixat, arată posibilitățile reale de care dispune țara noastră în domeniul realizării de fabrici de tuburi de presiune.

Posibilitățile de îmbunătățire a tehnologiei actuale pentru echiparea unor viitoare secții sînt încă departe de a fi epuizate ; se consideră că se impune în continuare o colaborare permanentă între cercetare, proiectare și exploatare în acest domeniu, atît pe linia perfecționărilor imediate, legate de tehnologie, cît și în privința îmbunătățirilor mai îndepărtate care pot fi aduse prin modificarea concepției privind realizarea tubului de presiune.

În acest sens, în 1966, s-au făcut cercetări la scară industrială de către sectorul de cercetări pentru prefabricate din ICMPC, care au arătat că prin folosirea cimentului RIM 300 în rețeta de fabricație a tuburilor de presiune, se obține, după 24 ore de tratament termic în camerele I și a II-a, rezistența în tubul miez de ordinul a 350 kg/cm^2, permițînd astfel armarea spirală a tubului miez. În acest mod se reduce durata tratamentului termic în camerele I și a II-a de la 32 ore la 24 ore. Continuarea cercetărilor cu cimenturi RIM 300 și RIM 400, avînd ca scop reducerea ciclului de tratament termic și în camera a III-a de la 24 ore la 16 ore, va face posibilă trecerea în trei schimburi pe zi a întregii producții a noii secții de tuburi de presiune. Se poate realiza astfel un spor de producție de circa 25 — 30 % peste capacitatea proiectată, utilajele și construcțiile tehnologice putînd face față acestui spor de producție.

Volumul mereu crescînd al lucrărilor de conducte din beton precomprimat în toate țările lumii impune construcția de noi fabrici de tuburi de presiune. Asimilarea în țara noastră a marii majorități a utilajelor tehnologice precum și însușirea tehnologiei de fabricație de către tehnicienii noștri oferă posibilitatea asigurării cu utilaj tehnologic a fabricilor de tuburi de care are nevoie țara noastră, realizarea unor tuburi de presiune de bună calitate și la un preț de cost cît mai redus.

Bibliografie

[1] IPACH : *Catalog tuburi precomprimate tip „Progresul" și condiții tehnice pentru execuția conductelor*, vol. I și II, nr. 1346 — 1962.

[2] Vasilescu I., Halmagiu M., Negulescu Gr. : *Propuneri de îmbunătățire a tehnologiei actuale la fabricare a tuburilor din beton precomprimat.* Revista Construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 11 — 1963.

[3] IPIMPC : *Memoriu tehnologic al halei de fabricație — proiect C-1711*, august 1965.

[4] IPIMPC : *Deviz general și devize pe obiect-proiect C-1711*, septembrie 1965

[5] Untu R. ș.a. : *Tuburi din beton precomprimat*, București, Ed. Tehnică 1966

[6] ICMPC-Sector cercetări : *Referat cu concluzii asupra folosirii cimentului de marcă RIM 300 la fabricația tuburilor din beton precomprimat*, 1966.

[7] M.I.C. : *Raportul asupra deplasării în Franța și Olanda în problema tuburilor de presiune, jghiaburilor și tuburilor de canalizare*, 1965.

[8] Ovsiankin V. I.: *Tuburi de beton armat pentru conducte de apă cu presiune* Moscova, Editura pentru literatura de construcții, 1965.

Calculul aproximativ al tălpii superioare din profil omega, la grinzi cu zăbrele din bare cu pereţi subţiri formate la rece

Conf. ing. I. Appeltauer, ing. N. Băluţ, ing. V. Gioncu, ing. E. Cuteanu
INCERC filiala Timişoara
Institutul politehnic Timişoara

1. DEFINIREA PROBLEMEI

La grinzile cu zăbrele din bare cu pereţi subţiri formate la rece, o soluţie avantajoasă este adoptarea pentru talpa superioară a profilului omega. Astfel nodurile nu au gusee, întrucît zăbrelele se introduc direct în interiorul profilului omega.

Neglijînd pentru deschideri obişnuite efectul rigidităţii nodurilor şi cel al excentricităţilor constructive, talpa superioară a unei grinzi cu zăbrele simplu rezemate, încărcate în noduri, este comprimată centric.

Datorită formei monosimetrice a profilului omega, talpa superioară poate flamba în două moduri distincte:

— prin încovoiere în planul grinzii cu zăbrele;

— prin încovoiere-răsucire în afara planului grinzii.

În ambele cazuri, nodurile grinzii se pot considera puncte fixe pentru talpa superioară. În cazul profilelor omega, folosite în mod curent, este semnificativ al doilea mod de instabilitate, care face obiectul studiului de faţă.

În lipsa unor date statistice concludente asupra mărimilor probabile ale imperfecţiunilor, care afectează capacitatea portantă a barelor reale cu pereţi subţiri, lucrarea se limitează la determinarea forţei critice de flambaj prin încovoiere-răsucire, considerînd talpa superioară ca o bară ideală elastică. De imperfecţiuni se ţine seamă prin înglobarea lor (oarecum arbitrară) în coeficientul de siguranţă. În cazul cînd flambajul se produce în domeniul elastico-plastic, respectiv cînd peste flambaj se suprapune şi voalarea pereţilor, calculul se poate face în mod aproximativ aşa cum se indică în exemplul din aliniatul 6.

După cum rezultă din relaţia (1) a alineatului 2, inclusiv notaţiile (15) şi (35), încărcarea critică la flambajul prin încovoiere-răsucire cuprinde coeficienţii μ şi μ_0, în funcţie de modul de rezemare a capetelor de bară. Astfel, primul coeficient μ caracterizează posibilitatea de rotaţie a secţiunilor de capăt în cadrul deformaţiei prin încovoiere, iar al doilea coeficient μ_0 caracterizează posibilitatea de strîmbare a secţiunilor de capăt în cadrul deformaţiei prin răsucire. În cazul barelor cu pereţi subţiri formate la rece, încărcarea critică la flambajul prin încovoiere-răsucire poate varia pînă la de două ori în funcţie de coeficientul μ_0. De aceea, determinarea corectă a coeficienţilor μ şi μ_0, în conformitate cu modul de legare a barelor în structuri, are o mare importanţă practică. Legarea menţionată produce încastrarea parţială a capetelor de bară atît din punct de vedere al rotaţiei din încovoiere, cît şi din cel al strîmbării din răsucire. Literatura de specialitate ([1], [2]) cuprinde metode pentru determinarea coeficientului μ, în schimb pentru coeficientul μ_0 nu există decît date estimative cu caracter empiric.

S-au avut în vedere doi factori care produc încastrarea parţială a capetelor de bară într-o grindă cu zăbrele, din punct de vedere al deformaţiei de ordinul doi, care caracterizează flambajul prin încovoiere-răsucire şi anume:

— continuitatea tălpii superioare;

— rigiditatea zăbrelelor concurente în noduri.

2. MODUL DE REZOLVARE A PROBLEMEI

Pentru bara simplu rezemată la cele două capete (atît din punct de vedere al rotaţiei din încovoiere, cît şi din cel al strîmbării din răsucire), forţa critică de flambaj prin încovoiere-răsucire N_{cr} poate fi exprimată relativ simplu în funcţie de forţa critică N_y de flambaj prin încovoiere în jurul axei de simetrie şi de forţa critică N_ω de flambaj prin răsucire. În [3] această relaţie s-a scris sub forma unei ecuaţii de interacţiune:

$$\frac{N_{cr}}{N_\omega} + \frac{N_{cr}}{N_y} - K\frac{N_{cr}^2}{N_\omega N_y} = 1 \qquad (1)$$

unde

$$K = 1 - \left(\frac{\bar{y}_G}{i_c}\right)^2 \qquad (2)$$

este un coeficient de formă, care depinde de caracteristicile geometrice ale secţiunii transversale.

În relaţia (2), $\bar{y}_G$ reprezintă distanţa dintre centrul de greutate şi cel de răsucire, iar i_c este raza de inerţie polară în raport cu centrul de răsucire.

Ecuaţia de interacţiune (1) este valabilă riguros şi pentru cazul încastrării perfecte a barei la ambele capete ([3], [4]). Se poate arăta [5] că ea este de asemenea exactă pentru rezemări diferite la cele două capete, dar cu deformate din încovoiere şi răsucire afine. Pentru alte cazuri de rezemare, ea este recomandată în [3] şi [4] ca o formulă aproximativă.

Aplicarea practică a ecuaţiei de interacţiune este uşurată de interpretarea coeficienţilor μ şi μ_0 ca multiplicatori ai lungimii geometrice a barei pentru definirea lungimii de flambaj la încovoiere, respectiv la răsucire. Această interpretare permite definirea unei singure perechi de valori μ şi μ_0 pentru bara întreagă, în loc de a defini perechi separate pentru fiecare capăt de bară.

Se observă că în toate cazurile particulare, cînd deformatele din încovoiere şi răsucire sînt afine, coeficienţii μ şi μ_0 astfel definiţi sînt egali. Rezultă din studiul de faţă că pentru talpa superioară a grinzilor cu zăbrele, condiţiile de încastrare parţială la încovoiere respectiv la răsucire sînt destul de apropiate. În consecinţă, valorile coeficienţilor μ şi μ_0 nu diferă prea mult, ceea ce justifică folosirea ecuaţiei de interacţiune (1). De altfel, N_ω fiind în general mult mai mic decît N_y, valoarea lui N_{cr} este numai puţin inferioară lui N_ω.

În concluzie, rezolvarea flambajului prin încovoiere-răsucire, cu ajutorul ecuaţiei de interacţiune, permite calculul separat al forţei critice N_ω din răsucire şi al celei N_y din încovoiere.

3. EFECTUL CONTINUITĂŢII TĂLPII SUPERIOARE

3.1. Schemele de calcul

În figurile 1 a şi b, s-au reprezentat schemele statice pentru două grinzi cu zăbrele, la care talpa superioară prezintă o pantă mică. În aceste cazuri, forţa axială maximă N_1 se află în bara sau în barele alăturate axei de simetrie a grinzii. În figurile 1 c...e s-au reprezentat schemele statice pentru trei ferme, la care talpa superioară prezintă o pantă mare. În aceste cazuri, forţa axială maximă N_1 se află în bare nealăturate axei de simetrie a grinzii. În figura 1 s-a notat cu N_2 forţa axială cea mai mare după valoarea maximă N_1 (deci $N_2 > N_3$). Dacă în mod acoperitor şi pentru simplificarea schematizării problemei, se consideră $N_3 \cong N_2$, schemele statice din figurile 1 a ... e se pot reduce la cele trei scheme de calcul A...C din figurile 1 f...h. În schema de calcul A din figura 1 f, articulaţia 1 apare în structură în urma flambajului antisimetric. Schema de calcul este redusă la bara cea mai comprimată 1 — 2 şi la bara vecină 2 — 3, în care se încastrează parţial. În punctul 3 de întrerupere a schemei de calcul s-a introdus în mod acoperitor o articulaţie. Pentru a cunoaşte efectul acestei simplificări, s-a studiat şi o schemă de calcul A′, unde punctul 3 s-a considerat în cealaltă situaţie extremă

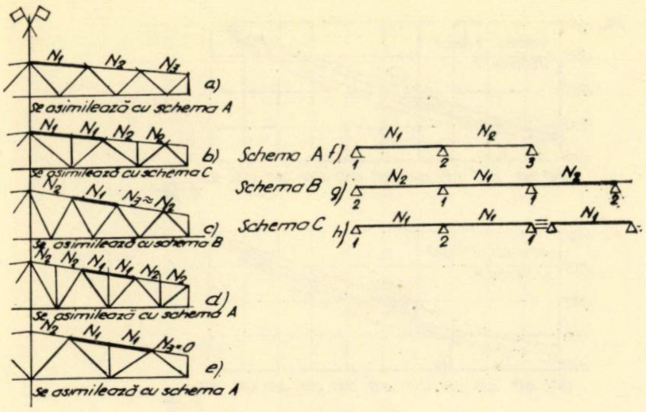

N₁
N₂
N₃
a)
se asimilează cu schema A
N₁
N₁
N₂
N₂
b)
se asimilează cu schema C
N₂
N₁
N₃≈N₂
c)
se asimilează cu schema B
N₂
N₂
N₁
N₁
N₂
N₂
d)
se asimilează cu schema A
N₂
N₁
N₁
N₃=0
e)
se asimilează cu schema A
Schema A f)
N₁
N₂
1
2
3
Schema B g)
N₂
N₁
N₂
2
1
1
2
Schema C h)
N₁
N₁
N₁
1
2
1

Fig. 1

a încastrării perfecte. În schema de calcul B din figura 1 g, s-au menţinut de asemenea numai barele învecinate barei celei mai comprimate, articulînd extremităţile lor. Schema de calcul C din figura 1 h se înţelege direct în baza simplificărilor expuse şi este de altfel insignifiantă din punct de vedere al coeficienţilor μ şi μ_0, întrucît se reduce la o bară simplu rezemată.

3.2. Flambajul prin răsucire

3.2.1. Studiul schemei A

Cu notaţiile din figura 2, ecuaţia diferenţială a flambajului prin răsucire este :

$$C_\omega \varphi^{IV} + (N_i i_c^2 - C)\,\varphi^{II} = 0, \tag{3}$$

unde

$C_\omega = E\,I_\omega$ este modulul de rigiditate al răsucirii împiedicate;

φ — rotaţia secţiunii transversale în jurul axei de răsucire;

N_i — forţa axială N_1, respectiv N_2, în funcţie de deschiderea considerată;

$C = G\,I_r$ — modulul de rigiditate al răsucirii libere.

Notînd :

$$\alpha_i^2 = \frac{N_i i_c^2 - C}{C_\omega}, \tag{4}$$

ecuaţia (3) se poate scrie

$$\varphi^{IV} + \alpha_i^2 \varphi^{II} = 0, \tag{3'}$$

cu soluţiile generale pentru $\alpha_2^2 > 0$:

$$- l \leqslant x \leqslant 0\,;\ \varphi_{st} = C_1 \cos \alpha_1 x + C_2 \sin \alpha_1 x + C_3 x + C_4$$
$$0 \leqslant x \leqslant l\,;\ \varphi_{dr} = C_5 \cos \alpha_2 x + C_6 \sin \alpha_2 x + C_7 x + C_8, \tag{5—6}$$

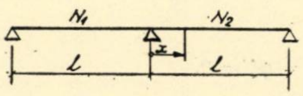
iar pentru $\alpha_2^2 < 0$:

$$- l \leqslant x \leqslant 0\,;\ \varphi_{st}\ \text{neschimbat}$$
$$0 \leqslant x \leqslant l\,;\ \varphi_{dr} = C_5 \operatorname{ch} \overline{\alpha}_2 x + C_6 \operatorname{sh} \overline{\alpha}_2 x + C_7 x + C_8, \tag{7}$$

unde

$$\overline{\alpha}_2^2 = \frac{C - N_2 i_c^2}{C_\omega}. \tag{4'}$$

Fig. 2



Dacă în particular $\alpha_2^2 = 0$, în intervalul $0 \leqslant x \leqslant l$, soluţia devine

$$\varphi_{dr} = C_5 x^3 + C_6 x^2 + C_7 x + C_8. \tag{8}$$

Cele opt constante de integrare se determină din condiţiile la limită. La scrierea acestor condiţii s-a introdus ipoteza simplificatoare că în nodurile grinzii cu zăbrele, rotaţia secţiunii transversale în jurul axei de răsucire este nulă. Această ipoteză este veridică, avînd în vedere rigiditatea la încovoiere (în plane perpendiculare pe planul grinzii cu zăbrele) atît a zăbrelelor concurente în noduri, cît şi a panelor rezemate în dreptul nodurilur. De altfel, ea poate fi considerată verificată experimental, prin rezultatele încercărilor efectuate asupra grinzilor cu zăbrele (din bare cu pereţi subţiri formate la rece) în străinătate [6] şi în ţară [7].

Cele opt condiţii la limită sînt :

$$x = \pm\, l\,;\ \varphi = \varphi^{II} = 0$$

$$x = 0\,;\ \varphi_{st} = \varphi_{dr} = 0\,;\ \ \varphi_{st}^{I} = \varphi_{dr}^{I}\,;\varphi_{st}^{II} = \varphi_{dr}^{II}\ (9).$$

Eliminînd soluţia banală a sistemelor liniare şi omogene, se obţin ecuaţiile de stabilitate :

$$\alpha_2^2 > 0\,;\ \operatorname{ctg} \varepsilon + \frac{1}{n} \operatorname{ctg} n\varepsilon - \frac{1}{\varepsilon}\left(1 + \frac{1}{n^2}\right) = 0$$

$$\alpha_2^2 < 0\,;\ \operatorname{ctg} \varepsilon - \frac{1}{\overline{n}} \operatorname{ct} h\, \overline{n}\, \varepsilon - \frac{1}{\varepsilon}\left(1 - \frac{1}{\overline{n}^2}\right) = 0 \tag{10...12}$$

$$\alpha_2^2 = 0\,;\ \operatorname{ctg} \varepsilon - \left(\frac{\varepsilon}{3} + \frac{1}{\varepsilon}\right) = 0$$

$$\text{unde } n = \frac{\alpha_2}{\alpha_1} \text{ respectiv } \overline{n} = \frac{\overline{\alpha}_2}{\alpha_1} \tag{13}$$

$$\varepsilon = \alpha_1 l. \tag{14}$$

Rezolvarea ecuaţiilor (10 — 11) pentru valorile parametrului $n = 0{,}1\,;\ 0{,}2 \ldots 0{,}9$ s-a făcut cu calculatorul electronic MECIPT 1, determinînd în fiecare caz soluţia minimă a ecuaţiei.

Pentru a putea determina coeficientul μ_0 în funcţie de ε, forţa critică a flambajului prin răsucire s-a scris sub forma

$$N_\omega = N_1 = \frac{1}{i_c^2}\left(C + \frac{\pi^2 C_\omega}{\mu_0^2\, l^2}\right) \tag{15}$$

care împreună cu notaţiile (4) şi (14) dă

$$\mu_0 = \frac{\pi}{\varepsilon}. \tag{16}$$

În proiectare coeficientul μ_0 trebuie determinat însă în funcţie de

$$k = \frac{N_2}{N_1}. \tag{17}$$

Avînd în vedere natura problemei, această dependenţă nu se poate determina direct, ci numai prin intermediul lui n şi ε. Pentru a o stabili, se pleacă de la valoarea

$$N_2 = k\, N_1 = \frac{k}{i_c^2}\left(C + \frac{\pi^2 C_\omega}{\mu_0^2\, l^2}\right) \tag{15'}$$

care, împreună cu notaţiile (4) şi (13 — 14), dă

$$\alpha_2^2 > 0 : k = \frac{n^2\varepsilon^2 + \dfrac{Cl^2}{C_\omega}}{\varepsilon^2 + \dfrac{Cl^2}{C_\omega}} \tag{18}$$

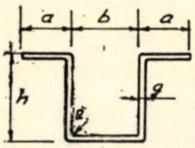
$$\alpha_2^2 < 0 : k = \frac{-\,n^2\varepsilon^2 + \dfrac{Cl^2}{C_\omega}}{\varepsilon^2 + \dfrac{Cl^2}{C_\omega}} \tag{19}$$

$$\alpha_2^2 = 0 : k_0 = \frac{\dfrac{Cl^2}{C_\omega}}{\varepsilon^2 + \dfrac{Cl^2}{C_\omega}} = \frac{1}{1 + 13{,}88\dfrac{C_\omega}{Cl^2}}. \tag{20}$$

Se observă că spre deosebire de expresia (16) a lui μ_0, care are o valabilitate generală, expresiile (18...20) ale coeficientului k sînt în funcţie de caracteristici ale barei.

Pentru concretizarea problemei, s-au trasat diagramele $\mu_0 - k$, pentru trei dimensiuni ale profilului omega (fig. 3) şi două lungimi de bară şi anume $l = 1{,}50$ m şi $l = 2{,}50$ m. Cele trei profile alese reprezintă două cazuri oarecum extreme şi un caz intermediar din sortimentul minim [8]. Cele două lungimi alese reprezintă de asemenea cazuri oarecum extreme.

Diagramele sînt reprezentate în figurile 4 a...c, concentrînd curbele ambelor lungimi pe aceeaşi diagramă. Fiecare curbă este delimitată prin valoarea k_0 (corespunzătoare lui $\alpha_2^2 = 0$) în două domenii distincte, definite respectiv prin $\alpha_2^2 < 0$ şi $\alpha_2^2 > 0$. Diagramele se pot continua şi pentru valori negative ale raportului k, ceea ce înseamnă că bara alăturată barei celei mai comprimate este întinsă ($N_2 < 0$). Asemenea situaţii pot să apară la grinzi cu zăbrele continue sau la cadre cu zăbrele. La grinzile cu zăbrele simplu rezemate, semnificativ este numai domeniul $\alpha_2^2 > 0$ adică $k > k_0$.



Nr. crt.	h	b	a	g	R	$\frac{Cl^2}{C_\omega}$	
						l=1,50m	l=2,50m
1	120	100	32	3,5	6	1,175	3,263
2	100	80	25	3,0	3	2,217	6,169
3	80	60	20	2,5	3	3,875	10,763

Fig. 3

S-a renunţat la calculul diagramelor pentru diferite valori ale parametrului $\frac{Cl^2}{C_\omega}$ cu atît mai mult cu cît în domeniul semnificativ $\alpha_2^2 > 0$, curbele se pot înlocui cu o bună aproximaţie şi în mod acoperitor prin dreptele

$$\mu_0 = 1 - 0{,}157\,\frac{1-k}{1-k_0}, \tag{21}$$

reprezentate în figurile 4 a...c.

3.2.2. Studiul schemei A′ (fig. 5)

În acest caz se modifică faţă de schema A condiţiile la limită pentru $x = l$

$$x = l\,;\ \varphi = \varphi' = 0. \tag{22}$$

Considerînd numai domeniul semnificativ $\alpha_2^2 \geqslant 0$, ecuaţiile de stabilitate sînt :

$$\alpha_2^2 > 0\,;\ \frac{1}{n}\operatorname{ctg}\varepsilon\,(1 - n\varepsilon\operatorname{ctg} n\varepsilon) - \frac{2}{n^2}\,\frac{1}{\sin n\varepsilon} + \left(1 + \frac{2}{n^2}\right)\operatorname{ctg} n\varepsilon + \frac{1}{n\varepsilon}(\varepsilon^2 - 1) = 0 \tag{23}$$

$$\alpha_2^2 = 0\,;\ 4\operatorname{ctg}\varepsilon - \frac{4+\varepsilon^2}{\varepsilon} = 0. \tag{24}$$

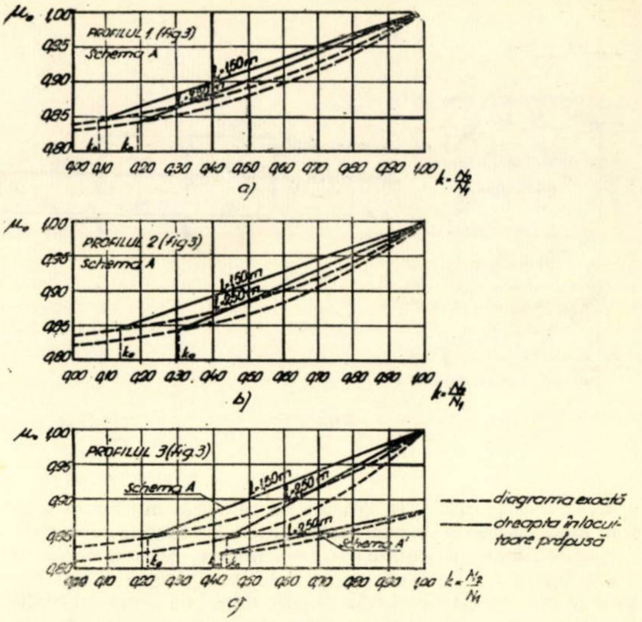


Fig. 4

Pentru comparaţie s-a trasat în diagrama din figura 4 c curba corespunzătoare lungimii $l = 2{,}50$ m. Se constată de la început că pentru valori curente ale raportului k, această curbă nu este prea îndepărtată de cea corespunzătoare schemei A. La aceasta trebuie adăugat şi faptul că în realitate extremitatea schemei A nu este încastrată total, ci numai parţial. Astfel diferenţele între valorile lui μ_0 vor fi şi mai mici. De aceea, s-a renunţat la considerarea în continuare a schemei A′.

3.2.3. Studiul schemei B (fig. 6)

În urma simetriei geometrice şi mecanice, aşezînd originea la mijlocul barei celei mai comprimate, în intervalul $0 \leqslant x \leqslant \frac{l}{2}$, soluţia se scrie

$$\varphi_1 = C_1 \cos \alpha_1 x + C_4 \tag{25}$$

în intervalul $\frac{l}{2} \leqslant x \leqslant \frac{3l}{2}$ rămînînd valabilă soluţia (6).

Fig. 5

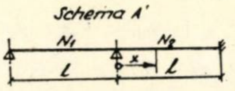
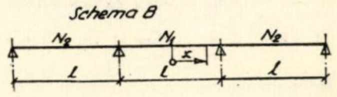


Fig. 6



Condiţiile la limită sînt :

$$\begin{cases} x = \dfrac{l}{2}\,;\ \varphi_1 = \varphi_2 = 0\,;\ \varphi_1' = \varphi_2'\,;\ \varphi_1'' = \varphi_2'' \\ x = \dfrac{3l}{2}\,;\ \varphi_2 = \varphi_2'' = 0. \end{cases} \tag{26}$$

Rezultă ecuaţiile de stabilitate :

$$\alpha_2^2 > 0; \quad n\varepsilon\left(n\,\mathrm{tg}\frac{\varepsilon}{2} - \mathrm{ctg}\, n\varepsilon\right) + 1 = 0, \tag{27}$$

$$\alpha_2^2 < 0; \quad \overline{n}\varepsilon\left(\overline{n}\,\mathrm{tg}\frac{\varepsilon}{2} + \mathrm{ctg}\, \overline{n}\varepsilon\right) - 1 = 0, \tag{28}$$

$$\alpha_2^2 = 0; \quad \mathrm{tg}\frac{\varepsilon}{2} + \frac{\varepsilon}{3} = 0. \tag{29}$$

Şi rezolvarea ecuaţiilor (27 — 28) pentru valorile parametrului $n = 0{,}1$; $0{,}2 \ldots 0{,}9$ s-a făcut cu calculatorul MECIPT 1. În figurile 7 a...c s-au trasat diagramele $\mu_0 - k$ pentru aceleaşi trei profile omega şi pentru aceleaşi două lungimi ca şi în cazul schemei A. În cadrul acestui calcul, rămîn valabile relaţiile (15...19), relaţia (20) fiind înlocuită prin

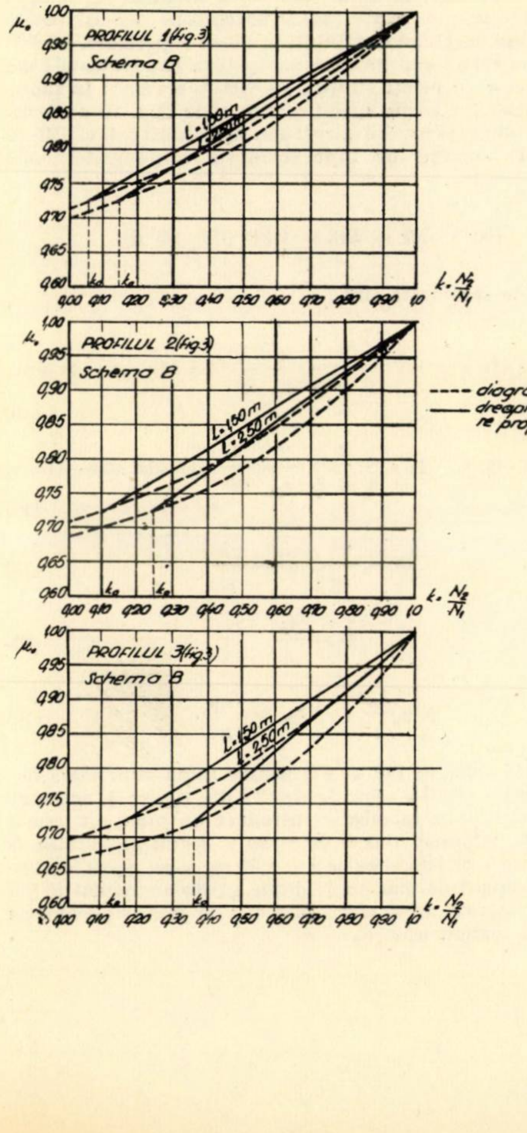
$$k_0 = \frac{1}{1 + 18{,}91\dfrac{C_\omega}{Cl^2}}. \tag{30}$$

Şi în acest caz, curbele se pot înlocui cu o bună aproximaţie şi în mod acoperitor, prin dreptele :

$$\mu_0 = 1 - 0{,}278\,\frac{1 - k}{1 - k_0} \tag{31}$$

reprezentate în figurile 7 a...c.

Fig. 7



3.3. Flambajul prin încovoiere

3.3.1. Studiul schemei A

Cu notaţiile din figura 2, ecuaţia diferenţială a flambajului prin încovoiere în jurul axei de simetrie este :

$$B\overline{w}^{IV} + N_i\overline{w}^{II} = 0, \tag{32}$$

unde

$B = EI_y$ este modulul de rigiditate la încovoiere,

$\overline{w}$ — deplasarea secţiunii transversale după axa $\overline{z}$, care trece prin centrul de răsucire.

Notînd

$$\beta_i^2 = \frac{N_i}{B} \tag{33}$$

ecuaţia (32) se poate scrie :

$$\overline{w}^{IV} + \beta_i^2\overline{w}^{II} = 0. \tag{32'}$$

Întrucît ecuaţia (32') este formal identică cu ecuaţia (3') inclusiv condiţiile la limită corespunzătoare, se pot transcrie direct soluţiile flambajului prin răsucire. Notaţia (13) devine

$$n = \frac{\beta_2}{\beta_1}, \tag{13'}$$

astfel încît spre deosebire de flambajul prin răsucire, se poate stabili o relaţie generală între k şi n, care nu mai depinde de caracteristicile barei :

$$k = n. \tag{34}$$

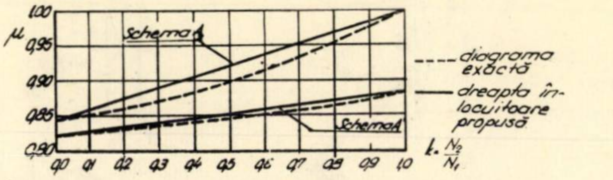


Fig. 8

Coeficientul μ rezultă din

$$N_y = \frac{\pi^2 B}{\mu^2 l^2} \tag{35}$$

care cu (33) şi corespondentul lui (14) dă

$$\mu = \frac{\pi}{\varepsilon}. \tag{16'}$$

Cuplînd relaţiile (34) şi (16') rezultă curbele din figura 8, corespunzătoare schemelor A şi A'. Şi în acest caz, curba corespunzătoare schemei A se poate înlocui cu bună aproximaţie prin dreapta

$$\mu = 0{,}843 + 0{,}157\,k. \tag{36}$$

3.3.2. Studiul schemei B

În figura 9 s-a reprezentat curba $\mu - k$, care a rezultat în mod similar ca în cazul schemei A din aliniatul precedent. Dreapta de aproximaţie are însă ecuaţia

$$\mu = 0{,}722 + 0{,}278\,k. \tag{37}$$

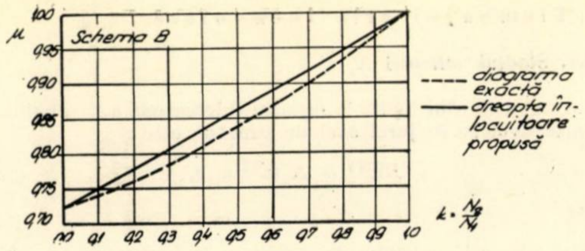


Fig. 9

4. EFECTUL RIGIDITĂȚII ZĂBRELELOR CONCURENTE ÎN NODURI

4.1. Schematizarea calculului

Pentru a conduce calculele pe cea mai simplă schemă posibilă, care să reflecte însă o situație reală dintr-o grindă cu zăbrele, s-a considerat sistemul format numai din două bare ale tălpii superioare și din montantul central. (Astfel, cele două bare ale tălpii superioare sînt comprimate de aceeași forță axială N_1).

Extremitățile barelor opuse nodului cercetat s-au considerat simplu rezemate. În privința tălpii superioare, această rezemare se poate justifica prin două considerente. În primul rînd efectul continuității tălpii superioare a fost studiat separat în capitolul precedent. În al doilea rînd, efectul rigidității zăbrelelor în reazemele de capăt ale tălpii superioare din schema considerată (fig. 10 a) a fost neglijat, întrucît calculul prezent va demonstra că acest efect este în general mic. Acesta este motivul pentru care s-a acceptat principiul suprapunerii efectelor la studiul izolat al efectului continuității tălpii superioare de studiul efectului rigidității zăbrelelor. În privința montantului, simpla rezemare a capătului opus înseamnă neglijarea încovoierii tălpii inferioare într-un plan perpendicular pe planul grinzii cu zăbrele. Se produce astfel o mai mare împiedicare a strîmbării în nodul studiat al tălpii superioare. Așa cum s-a menționat, chiar în această ipoteză extremă, efectul este mic. De aceea, nu s-au mai făcut alte considerații asupra rezemării capătului inferior al montantului.

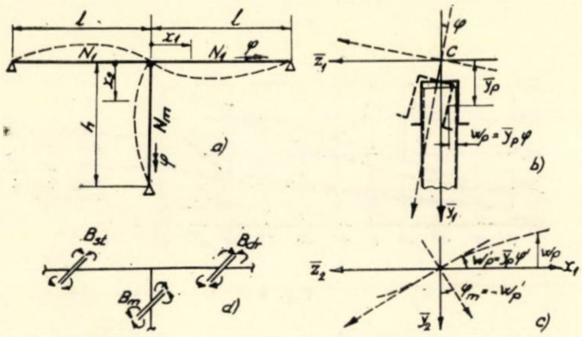


Fig. 10

Continuitatea între talpa superioară și montant s-a presupus garantată prin condiția egalității deplasărilor după axa tălpii superioare, scrisă în dreptul prinderii între talpa superioară și montant.

Pentru simplificare, s-a presupus o prindere punctiformă la nivelul $\bar{y}_p$ de axa de răsucire a tălpii superioare (fig. 10 b). De altfel, în condiția de stabilitate, cota $\bar{y}_p$ apare raportată la lungimea montantului, raport foarte mic în comparație cu unitatea.

4.2. Ecuațiile de stabilitate

Pentru talpa superioară din stînga și din dreapta nodului considerat și pentru montant, soluțiile sînt:

$$-l \leqslant x_1 \leqslant 0\,;\ \varphi_{st} = C_1 \cos\alpha\, x_1 + C_2 \sin\alpha\, x_1 + C_3\, x_1 + C_4$$

$$0 \leqslant x_1 \leqslant l\,;\ \varphi_{dr} = C_5 \cos\alpha\, x_1 + C_6 \sin\alpha\, x_1 + C_7\, x_1 + C_8$$

$$0 \leqslant x_2 \leqslant h\,;\ \varphi_m = C_9 \cos\gamma\, x_2 + C_{10} \sin\gamma\, x_2 + C_{11}\, x_2 + C_{12} \qquad (38\ldots40)$$

unde α este dat de relația (4), iar

$$\gamma^2 = \frac{N_m\, i_{cm}^2 - C_m}{C_{\omega m}} \qquad (41)$$

indicele m referindu-se la montant.

Condițiile la limită sînt:

$$x_1 = \pm\, l\,;\ \varphi = \varphi'' = 0 \qquad (42)$$

$$x_2 = h\,;\quad \varphi = \varphi'' = 0 \qquad (43)$$

$$x_1 = x_2 = 0\,;\ \varphi_{st} = \varphi_{dr} = 0\,;\ \varphi_{st}' = \varphi_{dr}' = \varphi_m'\,;$$
$$\varphi_m = -\,\bar{y}_p \varphi_{dr}'\,;\ \varphi_{st}'' - \varphi_{dr}'' - \rho\varphi_m'' = 0, \qquad (44)$$

unde

$$\rho = \frac{I_{\omega m}}{I_\omega}. \qquad (45)$$

Privitor la condițiile la limită din nodul analizat ($x_1 = x_2 = 0$), primul grup de relații (44) se bazează pe aceeași ipoteză ca în studiul efectului continuității tălpii superioare. Al doilea grup de relații exprimă tocmai ipoteza fundamentală din teoria barelor cu pereți subțiri, în virtutea căreia în suprafața mediană lunecările specifice sînt nule (fig. 10 a). Relația a treia din (44) rezultă direct din figurile 10 b și c. Ultima relație (44) exprimă de fapt echilibrul bimomentelor din nod:

$$Bst - Bdr - Bm = 0\,(9)\ \text{(fig. 10 d).}$$

Ecuațiile de stabilitate sînt:

$$\gamma^2 > 0\,;\ \varepsilon \operatorname{ctg} \varepsilon - 1 + \frac{2}{1-\psi}\,\frac{r}{r_m}\,\frac{1}{n^2}\,(m\varepsilon \operatorname{ctg} m\varepsilon - 1) = 0 \qquad (46)$$

$$\gamma^2 < 0\,;\ \varepsilon \operatorname{ctg}\, \varepsilon - 1 - \frac{2}{1-\psi}\,\frac{r}{r_m}\,\frac{1}{\overline{m}^2}\,(\overline{n}\varepsilon \operatorname{cth} \overline{m}\varepsilon - 1) = 0, \qquad (47)$$

$$m = \frac{\gamma h}{\alpha l}\,;\ \overline{m} = \frac{\gamma h}{\alpha l} \qquad (48)$$

$$\psi = \frac{\bar{y}_p}{h} \qquad (49)$$

$$r = \frac{I_\omega}{l}\,;\quad r_m = \frac{I_{\omega m}}{h}. \qquad (50)$$

Rezolvînd ecuațiile (46 — 47) pentru talpa superioară formată dintr-un profil omega de tipul 1 din figura 3, cu lungimea de $l = 1{,}50$ m, în care se introduce un montant format dintr-un U rebordat 100 × 60 × 20 × 3 (cu rigiditatea la răsucire mare), cu lungimea de $h = 1{,}50$ m, s-au găsit coeficienți μ_0 apropiați de unitate (valorile găsite au oscilat în jur de 0,98). Întrucît acest efect este atît de mic, s-a renunțat la trasarea diagramelor $\mu_0 - k$.

5. CONCLUZII

Încastrarea parţială a capetelor barelor care formează talpa superioară cu secţiunea omega a unei grinzi cu zăbrele este mai mică decît cea corespunzătoare estimărilor empirice cunoscute din literatura de specialitate.

În cazul schemei de calcul A, coeficientul μ_0 are valori mai mari decît în cazul schemei *B*, deci încastrarea parţială este mai mică. Se constată prin urmare că sub aspectul încastrării parţiale nu este indiferent modul de alcătuire a grinzii cu zăbrele. Privitor la acest punct de vedere constructiv trebuie precizat că la barele cu zvelteţe mare, este mai avantajoasă dispunerea unor plăcuţe de solidarizare la capetele barei, care pot coborî valoarea coeficientului μ_0 pînă la aproape de cea corespunzătoare încastrării perfecte ($\mu_0 = 0{,}5$).

Formulele aproximative ale lui μ şi μ_0, care generalizează diagramele trasate, pot servi direct la o proiectare mai corespunzătoare a tălpii comprimate din profile omega la grinzi cu zăbrele.

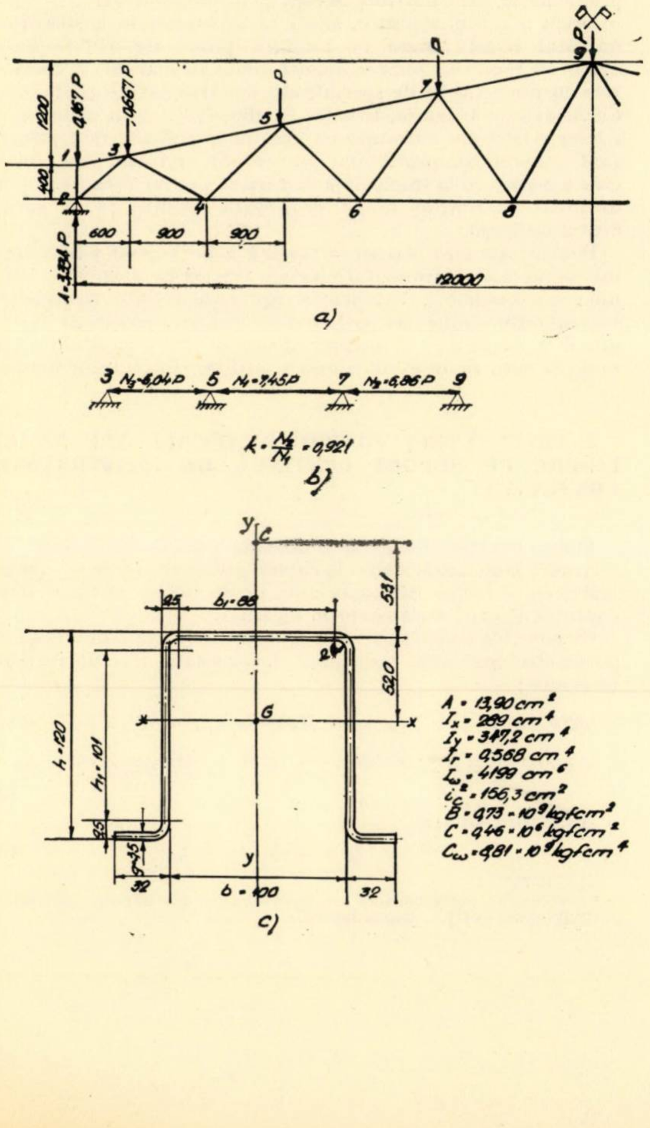
6. EXEMPLU DE CALCUL

Pentru grinda cu zăbrele din figura 11a, s-a determinat forţa critică pentru bara cea mai comprimată 5 — 7 a tălpii superioare. Schema de calcul din figura 11 b se poate asimila cu o schemă de tip B, luînd în mod acoperitor $N_3 \cong N$. Secţiunea transversală este reprezentată în figura 11 c, împreună cu caracteristicile de calcul semnificative. Calitatea materialului este OL 38.

Făcînd rapoartele $\frac{b_1}{g} = \frac{88}{3{,}5} = 25{,}1 < 28$ şi $\frac{h_1}{g} = \frac{101}{3{,}5} = 28{,}8 \cong 28$, rezultă [8], [10] că voalarea nu se produce pentru $\sigma_c = 2\,400$ kgf/cm² şi întreaga secţiune este activă :

$$k_2 = \frac{A\,ech}{A} = 1.$$

Fig. 11



Cu $\frac{Cl^2}{C_\omega} = 1{,}76$ rezultă din (30) : $k_0 = 0{,}085$, iar din (31) : $\mu_0 = 1 - 0{,}278 \times \frac{1 - 0{,}921}{1 - 0{,}085} = 0{,}976$. Coeficientul μ rezultă din (37) : $\mu = 0{,}722 + 0{,}278 \times 0{,}921 = 0{,}978$.

Pentru a calcula forţa critică elastică din ecuaţia de interacţiune (1), scrisă sub forma explicită :

$$N_{cr\,el} = \frac{1}{2K}\left[(N_\omega + N_y) - \sqrt{(N_\omega + N_y)^2 - 4K\,N_\omega N_y}\right] \quad 1')$$

se determină succesiv N_ω, N_y şi K.

$$\text{Din (15)} : \; N_\omega = \frac{1}{156{,}3}\left(0{,}46 \times 10^6 + \frac{\pi^2 \cdot 8{,}81 \times 10^9}{0{,}976^2 \times 183{,}6^2}\right) = $$

$$= 20\,300 \text{ kgf} = 20{,}3 \text{ tf}.$$

$$N_y = \frac{\pi^2 B}{\mu^2\, l^2} = \frac{\pi \cdot 0{,}73 \times 10^9}{0{,}978^2 \times 183{,}6^2} = 223\,000 = 223 \text{ tf}.$$

$$\text{Din (2)} : \; K = 1 - \frac{10{,}51^2}{156{,}3} = 0{,}293.$$

Rezultă astfel din (1′) : $N_{cr\,el}$ 19,3 tf, respectiv

$$\sigma_{cr\,el} = \sigma_E = \frac{19\,300}{13{,}90} = 1\,388 \text{ kgf/cm}^2.$$

Se calculează zvelteţea de comparaţie :

$$\lambda_c = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_E}} = \pi \sqrt{\frac{2{,}1 \times 10^6}{1\,388}} = 122.$$

Extinzînd şi la cazul flambajului prin încovoiere-răsucire cu voalare procedeul indicat în [10], referitor la flambajul prin încovoiere cu voalare, zvelteţea limită care separă domeniul elastic de cel elastico-plastic este :

$$\lambda_e = \pi \sqrt{\frac{2\,E}{k_2 \sigma_c}} = \pi \sqrt{\frac{2 \times 2{,}1 \times 10^6}{1 \times 2\,400}} = 131.$$

Cum în cazul de faţă $\lambda_c < \lambda_e$, bara flambează în domeniul elastico-plastic, unde rezistenţele critice variază după parabola lui Johnson :

$$\sigma_{cr} = k_2\,\sigma_c - \frac{(k_2\,\sigma_c)^2}{4\,\pi^2 E}\,\lambda_c^2 = 1 \times 2\,400 - \frac{(1 \times 2\,400)^2}{4\pi^2 \times 2{,}1 \times 10^6} \times$$

$$\times\, 122^2 = 1\,365 \text{ kgf/cm}^2$$

forţa critică în bară rezultă :

$$N_{cr} = A\,\sigma_{cr} = 13{,}90 \times 1\,365 = 18\,970 \text{ kgf} = 18{,}97 \text{ tf}.$$

Bibliografie

[1] Bleich Fr. : *Buckling Strength of Metal Structures* New-York, Mc. Graw-Hill, 1952.

[2] Timoşenko S. : *Théorie de la stabilité élastique* Paris, Béranger, 1947.

[3] Chajes A., Winter G. : *Torsional-flexural buckling of thin-walled members*, Proceedings of the ASCE Journal of the structural division ST 4, august, 1965.

[4] Kollbrunner C. F., Meister M. : *Knicken*. Springer, 1955.

[5] Appeltauer I., Cavaropol R., Cuteanu E., GioncuV. : *Contribuţii la calculul la stabilitate al barelor cu pereţi subţiri rezemate diferit la capete*. Sub tipar în Buletinul ştiinţific, IPT.

[6] Klöppel K., Lacher G. : *Traglastversuche und Biegedrillknickuntersuchung an Dachbindern aus dünnwandigen abgekanteten Profilen*. Stahlbau 7/1966.

[7] INCERC Filiala Timişoara : *Experimentări asupra fermelor cu 12 m deschidere din profile cu pereţi subţiri formate la rece, executate în 1966*. Referat, martie, 1967.

[8] Appeltauer I., Bota V., Gioncu V. : *Problema stabilirii sortimentului minim al profilelor cu pereţi subţiri formate la rece pentru elemente de construcţii*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii 8/1966.

[9] Gorbunov B. N., Strelbiţkaia A. I. : *Teoria ram iz tonkostennîh sterjnei*. Moscova, 1948.

[10] AISI : *Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual*. New-York, 1962.

Asupra metodelor de proiectare pentru fundaţiile de turbogeneratoare

Ing. T. Gereb

Formule şi demonstraţii

(I)

1. INTRODUCERE

Această lucrare reprezintă continuarea, respectiv prima parte a concretizării ideilor generale, expuse în articolul publicat în colaborare cu ing. V. Apostolescu în nr. 1/1967 al acestei reviste. Continuitatea acestei lucrări cu articolul citat este atît de strînsă încît trimiterile bibliografice se fac la acel articol [29] şi numerotarea bibliografiei se face în continuare. Totuşi, în tot cursul acestei lucrări se vor dezvolta numai procedeele legate de modelul Gereb [29]. Se va încerca rezolvarea problemelor ce apar la fundaţii de turbine, deci frecvenţele proprii şi amplitudinile acestora cu ajutorul unui model cu parametrii continuu variabili cu ajutorul ecuaţiilor diferenţiale liniare cu coeficienţi variabili. Aplicabilitatea acestui procedeu va reieşi în mod special din cele demonstrate la punctele 2.1.4 şi 2.2.3, privind introducerea în calcul a rigidităţii stîlpilor, elemente care apar în mod intuitiv cu cel mai accentuat caracter de discontinuitate. Nu este întîmplător faptul că ne-am referit, pe lîngă experienţa în legătură cu proiectarea celor aproximativ 100 fundaţii de turbogeneratoare de diferite puteri (2 — 200 MW), şi la proiectarea a circa 500 fundaţii masive de maşini. În cursul întregii lucrări vom insista (în special în partea a II-a) asupra influenţei mai mult decît esenţiale a elasticităţii terenului de fundaţie, în special asupra frecvenţelor proprii ale fundaţiilor de turbogeneratoare, astfel că problemele legate de aceste fundaţii nu pot fi separate de cele ale fundaţiilor masive.

O altă latură a problemelor asupra cărora vom insista în mod special, va fi accentuarea importanţei valorilor numerice de calcul cu care se vor introduce diverşii parametri în formulele algebrice stabilite. Credem că asupra acestei probleme nu se poate insista îndeajuns, scopul tuturor calculelor fiind în definitiv obţinerea unor rezultate numerice. Cititorul va avea poate, în legătură cu această problemă, impresia unei excesive relativizări a tratării problemelor numerice în special la punctele 2.1.1. ; 2.1.2 ; 2.2.2 ; totuşi trebuie arătat că neluarea în considerare a limitelor de nesiguranţă a valorilor numerice ale parametrilor problemei poate să facă iluzorii toate rezultatele de calcul. În mod paradoxal chiar această insistenţă asupra importanţei limitelor largi ale valorilor numerice ale parametrilor a sugerat autorului utilizarea metodelor algebrice ce se vor dezvolta mai jos, deoarece formulele algebrice se pretează mult mai comod la înlocuirea unor valori numerice diferite, pe cînd la procedeele direct numerice, fiind în sine destul de laborioase, repetarea calculelor cu două grupuri de parametri prezintă dificultăţi serioase proiectanţilor, provocînd în general chiar renunţarea la repetarea calculului [2].

Referitor la obiecţiunea, că un număr destul de mare de fundaţii, calculate pe baza unui singur grup de valori de parametri, se comportă corespunzător, trebuie să arătăm că problema, avînd multe elemente aleatorii, este foarte posibil ca o fundaţie proiectată pe baza unui calcul incomplet să nu conţină o combinaţie de parametri cu urmări catastrofale, precum de exemplu nerespectarea regulilor de circulaţie nu duce în mod determinist imediat la accidente, ci măreşte numai probabilitatea accidentului, argument ce poate fi identic transpus şi la problema noastră.

Vom reveni asupra acestei probleme importante într-un articol special (III).

Natura dezvoltărilor care urmează nu permite deocamdată aranjarea calculelor într-un sistem elegant, unde, dintr-un număr restrîns de axiome şi postulate, să urmeze more geometrico teoremele, corolarele şi concluziile respective. Deducţiile noastre nu pot fi încă sistematizate într-o formă atît de perfectă, ci vor consta parţial din dezvoltări matematice, parţial din raţionamente. În loc de axiome se vor enunţa în cîteva cazuri numai ipoteze plauzibile, considerarea unor cazuri limită etc. În general deducţiile noastre nu vor fi lipsite de anticipări şi retrospecţiuni, totuşi pînă la urmă nici un enunţ nu va rămîne nedemonstrat, evident cu o rigoare în unele cazuri mai puţin pretenţioasă, aceasta urmînd însă din natura problemei extrem de complexe.

Tratarea şi împărţirea insuficient sistematică a subiectului mai provine şi din spaţiul limitat acordat unui articol, ducînd la întreruperi oarecum artificiale. De exemplu, paragraful care va trata corecturile ecuaţiilor dinamice în urma efectelor forţelor tăietoare şi a momentelor de inerţie masice a barei libere, nu a mai putut fi inclus în articolul de faţă, unde aparţinea de fapt, ci va fi cuprins în articolul următor (II). Pentru accentuarea continuităţii, numerotarea capitolelor, formulelor şi a bibliografiei se va face în continuare, la toată seria de articole.

Pentru economie de spaţiu, demonstrarea diverselor deducţii, enunţuri şi probleme se va da in extenso numai în cazuri unde aceste demonstraţii sînt noi şi proprii autorului. Demonstraţiile şi rezultatele cunoscute din literatură se vor indica numai prin referinţe bibliografice sau se vor presupune pur şi simplu cunoscute. Faptul că o parte dintre demonstraţii le vom face pe o fundaţie de mărime medie (50 MW) nu impietează asupra generalităţii acestora, extrapolările fiind uşor de efectuat de proiectanţi cu o oarecare experienţă.

Avînd în vedere că formulele finale de calcul vor fi sistematizate în „Instrucţiunile de proiectare pentru fundaţii solicitate dinamic", sîntem interesaţi în observaţiile cititorilor referitor la diversele enunţuri ale acestei serii de articole, în special referitor la punctul 2.1.2. unde calculul aportului rigidităţii maşinii diferă sensibil de calculul uzitat pînă acum, problemă la care noi vom reveni şi în articolul III*.

Drept material ajutător, afară de experienţe în legătură cu numărul relativ mare de fundaţii proiectate (bibliografie destul de recentă, pînă în august 1966) au mai servit contactele cu proiectanţii de specialitate din străinătate (U.R.S.S., Cehoslovacia, Ungaria, Franţa, Anglia, R.F.G.) în urma diferitelor relaţii ale autorului cu aceştia în calitate de : proiectant general, subproiectant, consultant, avizator etc. lucru care a permis ca la întocmirea lucrării să putem avea în vedere uzanţele internaţionale de proiectare recente pe o gamă destul de largă.

Pentru uşurarea scrierii la maşină a formulelor s-au adoptat semne mai puţin uzitate pentru împărţire şi anume, semnul : sau semnul /. Tot pentru uşurarea scrierii formulelor s-au adoptat semne mai puţin uzitate pentru derivări de exemplu $Z^{(x)} = \delta Z / \delta X$ şi integrări de ex. $Z^{(-2x)} = \iint Z dx^2$ (vezi 3 notaţii), ceea ce nu exclude însă şi utilizarea notaţiilor uzuale

2. FRECVENŢELE PROPRII VERTICALE ALE BAREI LIBERE PE SUPORT CONTINUU DE ELASTICITATE CONSTANTĂ

Pentru fixarea ideilor vom considera deocamdată bare cu secţiunea constantă, avînd la capete atît momentele de încastrare, cît şi forţele tăietoare nule pe un suport de elasticitate continuă şi constantă conform figurii 1.

Cu notaţiile noastre obţinem ecuaţia diferenţială dinamică cu parametri constanţi, neglijînd deocamdată efectul forţelor tăietoare :

$$\mu Z^{(2t)}(x,\ t) + k\,Z(x,\ t) + RZ^{(4x)}(x,\ t) = 0\,; \tag{1}$$

$$Z^{(2x)}(0, t) \equiv 0 \equiv Z^{(2x)}(L, t)\,; Z^{(3x)}(l, t) \equiv 0 \equiv Z^{(3x)}(L, t). \tag{2}$$

Admiţînd soluţia

$$Z(X,\ t) = u(x)\ \sin\omega\ t, \tag{3}$$

---

*Eventualele corespondenţe se vor trimite la adresa autorului: I.S.P.E. Bucureşti Bd. Republicii 29.

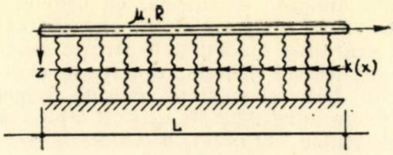


Fig. 1

obținem ecuația cu o singură variabilă pentru amplitudinile $u(x)$:

$$(\mu\,\omega^2 - k).u/R = u^{(4x)} \qquad (4)$$

$$u^{(2x)}(0) = 0 = u^{(2x)}(L)\,;\; u^{(3x)}(0) = 0 = u^{(3x)}(L) \qquad (5)$$

unde (2) și (5) reprezintă condițiile de limită.

Precum se cunoaște din literatura de specialitate soluția ecuației (4) este relația (6) unde s-a notat:
$e_0 = 0{,}5$ (ch + cos); $e_1 = 0{,}5$ (sh-sin); $e_2 = 0{,}5$ (ch-cos); $e_3 = 0.5$ (sh+sin);

$$u = a_0.e_0\,(rx) + a_1e_1\,(rx) + a_2.e^3\,(rx) + a_3e_3\,(r.x) \qquad (6)$$

„r” fiind definit în formula (7).

Dacă ținem seamă de condițiile de limită (5) obținem:

$$(2j+1).\,\pi/2L = (j+0{,}5).\pi/L = \sqrt[4]{(\mu\omega^2 - k)/R} = r, \qquad (7)$$

$$\omega_j = \sqrt{(j+0{,}5)^4\,\pi^4\,R/\mu\,L^4 + k/\mu} \qquad (8)$$

unde indicele $j = 1, 2, 3, \ldots$ corespunde numărului inflexiunilor curbei $u(x)$ în intervalul $x = 0 \ldots L$.

Este de observat că ecuațiile (4), (5) au un caz special interesant

$$u^{(4x)}(x) \equiv 0\,; \qquad (9)$$

rezultă imediat din (4) și (5):

$$\mu\omega_0^2 - k = 0\,;\; \omega_0 = \sqrt{k/\mu} \qquad (10)$$

$$u^{(2x)}(x) \equiv 0 \equiv u^{(3x)}(x). \qquad (11)$$

Din ecuațiile (10), (11), rezultă că, afară de frecvențele proprii de ordinul $j = 1, 2 \ldots$ deci corespunzînd la moduri de vibrații cu 1,2... inflexiuni, mai există o frecvență proprie $\omega_0 < \omega_1 \ldots$ corespunzînd la o formă de vibrație dreaptă. Prin urmare, în forma de vibrație corespunzînd frecvenței proprii ω_0 bara rămîne neîncovoiată (conf. 11) indiferent de rigiditatea ei; menținerea formei neîncovoiate nu condiționează deci neapărat o rigiditate infinită ($R = \infty$) a barei, deoarece anularea ecuației (4) poate fi provocată, fie prin condiția din ecuația (10), indiferent de rigiditatea R, fie pentru rigiditatea R infinită.

Avînd în vedere că, precum rezultă din formulele (8), (10), frecvența proprie ω_0 are valoarea cea mai mică, o vom denumi frecvența proprie fundamentală. Indicii $j = 1, 2 \ldots$ care dau numărul inflexiunilor barei vibrante îi vom denumi indici de inflexiune.

2.1. Valoarea de calcul a rigidității barei (R)

Vom studia mai jos posibilitățile de determinare a valorilor numerice ale rigidității barei reprezentată prin produsul:

$$R = E.I. \qquad (12)$$

2.1.1. În ceea ce privește valoarea numerică de calcul a modulului de elasticitate dinamic E pentru beton armat, avînd în vedere că acestei probleme atît de importante îi vom consacra un paragraf special într-unul din articolele următoare (III), aici sîntem nevoiți să anticipăm numai că, conform literaturii de specialitate ([25]; [26] etc.), această valoare numerică trebuie considerată nu complet determinată, ci avînd valori oarecare între ± 33% față de o valoare medie. Rezultă de aici că deocamdată pentru calculul unei fundații se vor utiliza două valori numerice pentru E, astfel ca:

$$E_{max}/E_{min} \approx 2. \qquad (13)$$

Pentru calculele de rigidități ce vom dezvolta aici vom utiliza valorile numerice:

$$E_{min} = 2{,}4.10^6\,;\; E_{med} = 3{,}3.10^6\,;\; E_{max} = 4{,}8.10^6.\,tm^{-2} \qquad (14)$$

2.1.2. Grinda longitudinală de beton G 1-2-3-4-5-6 (fig.2) conlucrează cu mașina alcătuind o grindă compusă. Stabilirea rigidității acestei grinzi compuse prezintă dificultăți considerabile.

Notăm că s-a încercat rezolvarea acestei probleme în [2[și [26] prin simple aprecieri procentuale (cu influențe prea mici după rezultatele noastre). În lucrarea [15] problema este menționată fără a fi măcar abordată în mod concret, iar în lucrarea [30] s-a încercat rezolvarea cu ajutorul unui model la scară redusă din material plastic imitînd o fundație metalică (deci nu de beton armat); credem însă că la evaluarea coeficienților de similitudine a parametrilor de rigidități între model și obiectul real s-au făcut omisiuni de o influență considerabilă. Pentru a putea proceda mai comod vom alege ca exemplu cazul concret al unei fundații de beton armat pentru un agregat de putere medie, anume de 50 MW. Menționăm că din acest tip de fundație autorul a proiectat pînă în prezent circa 15 bucăți (din care unele sînt în funcțiune de opt ani), iar în urma necesității de a repeta proiectarea acestui tip de fundație s-a întocmit chiar un proiect tip, sub îndrumarea autorului, de către ing. Apostolescu V. și ing. Constantinescu Ileana. Agregatul și fundația fiind de mărime medie, generalizarea rezultatelor pentru fundații pentru agregate de alte dimensiuni nu va prezenta dificultăți. Fundația și agregatul au în mod schematic forma și dimensiunile din figura 2.

Elementele mașinii nu s-au mai reprezentat în vederea din plan pentru a arăta mai clar golurile fundației peste care mașina trebuie să se comporte din punct de vedere static și dinamic ca un element autoportant.

Precum se vede din secțiunile figurii 2, grinzile tablierului fundației formează cu elementele mașinii grinzi compuse.

Cele două elemente ale „grinzii” compuse, anume grinzile de beton armat ale tablierului și părțile mașinii sînt solidarizate prin buloane, trecînd prin ambele elemente și prin mortarul de subturnare (turnat după montaj) iarăși în contact cu ambele elemente ale grinzii compuse. Elementele de legătură (buloanele și mortarul de subturnare) nu s-au mai reprezentat în figura 2, pentru a nu încărca desenul. Dacă aceste solidarizări ar fi perfect eficiente, atunci momentul de inerție (I), respectiv rigiditatea ($R = EI$), se calculează ca momentul de inerție față de un centru de greutate comun, evident ținîndu-se seamă de raportul modulilor de elasticitate dinamică beton/oțel. Dacă solidarizările ar fi complet ineficiente (adică nu ar putea prelua lunecările), atunci momentul de inerție, respectiv rigiditatea comună ar fi desigur pur și simplu suma momentelor de inerție (respectiv a rigidităților), evident ținîndu-se seama și în acest caz de raportul de elasticitate dinamică beton/oțel.

Pentru calculul rigidității comune trebuie deci determinat momentul de inerție (și eventual secțiunea) al elementului de beton armat și aceiași parametri ai mașinii, considerată ca un element de grindă metalică cu secțiune inelară. Dacă momentul de inerție al grinzilor de beton armat se determină în fiecare proiect cu un lux relativ mare de precizie, momentul de inerție al secțiunii mașinii se neglijează complet, mașina socotindu-se numai masă fără rigiditate. Aceasta se face în primul rînd din motive de dificultăți de determinare a valorii momentului de inerție și pe urmă dintr-un fals sentiment de creare de rezerve de rezistență, lucru care dacă poate fi valabil din punct de vedere static, poate avea un efect exact invers (descoperitor) din punct de vedere dinamic.

Această neglijare, din punct de vedere static „acoperitoare” a rigidității mașinii, este un exemplu pregnant pentru avertismentul profesorului Marguerre [31], amintind că aplicarea așa-zisului „simț static” la probleme dinamice poate duce la rezultate înșelătoare, cîteodată chiar inverse. De altfel, în consecința calculelor dezvoltate în acest paragraf va rezulta că masa mașinii, care se introduce în orice proiect uzual în calcul, cu o meticulozitate extremă, poate influența valoarea frecvenței proprii grossomodo cu ± 4% față de o valoare medie, pe cînd considerarea în calcul a rigidității mașinii poate influența în anumite cazuri chiar cu ± 40% frecvența proprie față de o valoare medie, deci rigiditatea neglijată a mașinii are o pondere în anumite cazuri de 10 ori mai mare asupra comportării oscilatorii a sistemului decît masa respectivă totdeauna pusă în calcul. Evaluarea momentului de inerţie (I) şi în consecinţă a rigidităţii maşinii prezintă într-adevăr dificultăţi mari, maşina reprezentînd o grindă tubulară metalică cu o serie de cămăşi inelare interioare legate una de cealaltă într-un mod extrem de complex din punct de vedere static, astfel că stabilirea contribuţiei diverselor elemente (de exemplu : paletele, bobinele etc.) la rigiditatea generală într-o anumită direcţie nu este posibilă. În consecinţă calculul momentului de inerţie, din secţiune în secţiune, prin însumarea elementară a ariilor înmulţite cu pătratul distanţelor pînă la centrul de greutate, este practic imposibil. Chiar dacă, prin imposibil, s-ar efectua acest calcul, rezultatul lui nu ar oglindi conform celor arătate mai sus rigiditatea efectivă faţă de deformaţii ($R = EI$) a grinzii formate din maşină, situaţie care explică pe deplin de ce nu s-a abordat această problemă pe această cale nici de alţi autori. Problema poate fi însă atacată pe cale indirectă, în cadrul aproximaţiilor destul de largi care, precum am văzut la 2.1.1. şi în repetate rînduri la alte probleme ce vor urma, apar în general pe tot cursul calculului real al fundaţiilor de turbine. Raţionamentul nostru pentru stabilirea indirectă a momentului de inerţie (I) a maşinii considerate ca grindă este următorul : sensul calculului sistemului fundaţiei-turbogenerator constă în prevenirea deformaţiilor statice şi dinamice peste anumite limite ale sistemului şi în special ale maşinii. Pentru a realiza acest lucru, furnizorul maşinii atrage totdeauna atenţia proiectantului fundaţiei că fundaţia trebuie să fie astfel alcătuită încît să nu permită deformaţii (statice sau dinamice) peste anumite limite. Pentru deformaţiile dianamice (amplitudini) diversele norme admit limite în jur de 30μ amplitudini simple sau 60μ amplitudini duble. Analizînd figura 2, în special vederea în plan, vedem că peste anumite deschideri, de ordinul 4 — 6 m, maşina trebuie să se comporte ca un element autoportant, indiferent de alcătuirea fundaţiei. Pentru a scoate în relief cît mai pregnant această situaţie, vederea în plan a figurii 2 s-a reprezentat fără elementele maşinii. Cunoscîndu-se : deformaţiile statice admisibile ale maşinii (aproximativ 100μ conform informaţiilor obţinute), deschiderile (rezultînd din figură) şi greutăţile (indicate în temă), se poate deduce în mod indirect rigiditatea ($R = EI$) la încovoiere a maşinii. În locurile unde în secţiunea longitudinală a figurii 2 maşina a fost reprezentată întreruptă, legăturile de continuitate fiind foarte slabe (rotorul şi eventual carcasa foarte subţire), se poate presupune că apar articulaţii ale grinzii — maşină. Notînd cu :

G_M — greutatea maşinii pe un interval

L_M — deschiderea liberă a maşinii pe un interval (aproximativ din ax în ax)

E_M — modulul de elasticitate al oţelului $= 2{,}1.10^7\ \mathrm{tm}^{-2}$

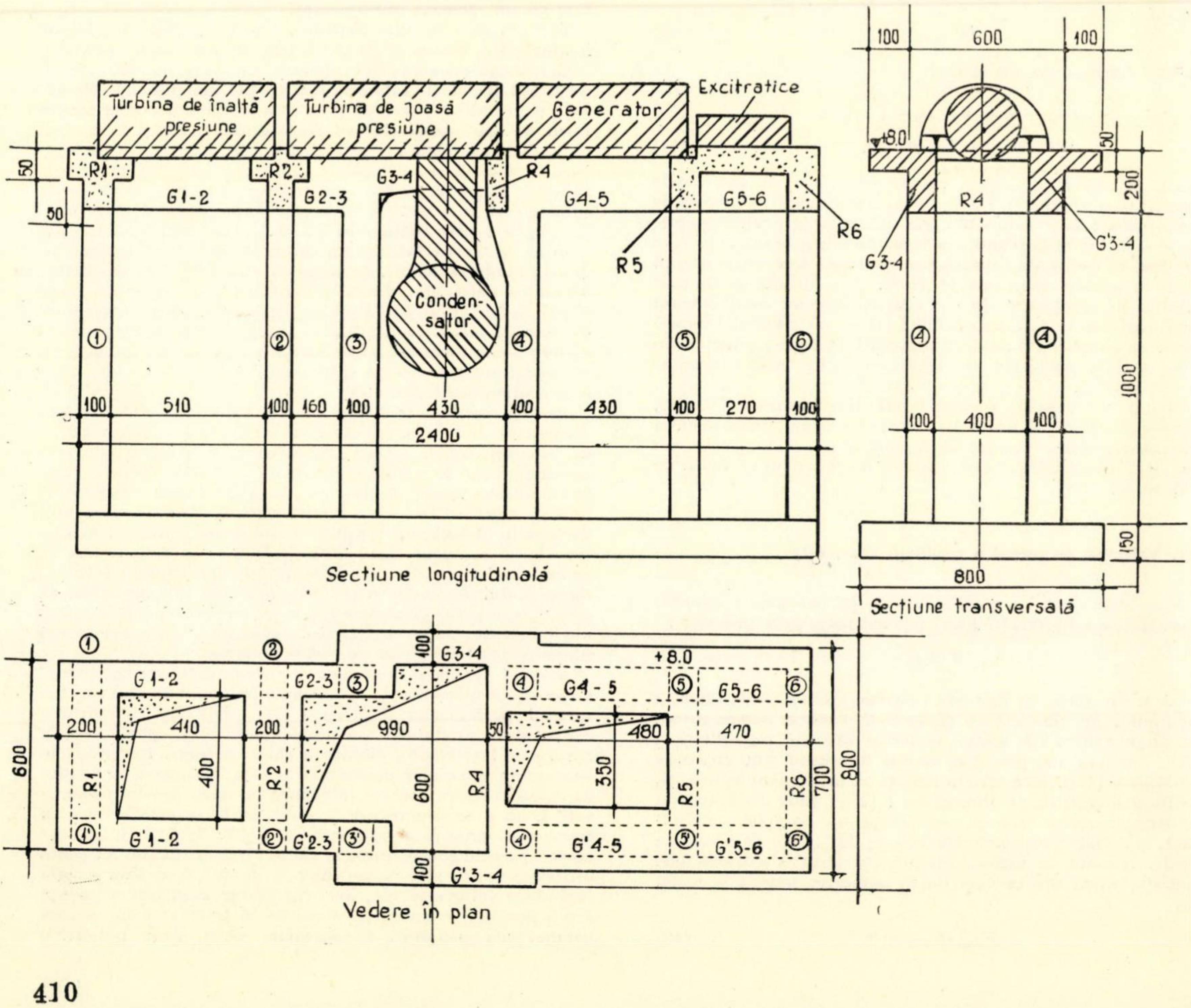
I_M — momentul de inerţie echivalent al maşinii

δ_M — săgeata maximă în intervalul autoportant L_M al maşinii obţinem, considerînd maşina drept o grindă liber rezemată:

$$\delta_M \approx (1 \pm 33\,\%)\cdot G_M L_M^3/77\cdot E I_M\ ;\ I_M = (1 \pm 33\,\%)\cdot \cdot G_M L_M/77\cdot \delta_M \cdot E \qquad (15)$$

Coeficientul de nesiguranţă 1 ± 0,33 % s-a introdus în formula (15) pentru a ţine seamă de elementele de nedeterminare din raţionamentul şi datele care au condus la această formulă. Fiind dată influenţa mare a rigidităţii maşinii şi lipsa momentană a unei alte modalităţi de atac sîntem

Fig. 2



nevoiţi să utilizăm, pînă la apariţia unor noi posibilităţi, formula (15) în această formă destul de relativă. Dacă mai considerăm grinda-maşină drept o grindă aproximativ circulară (cu cămăşile inelare concentrice umplînd în distanţe aproximativ egale interiorul secţiunii grinzii-maşină), cu un diametru de aproximativ 2,5 m, vom avea :

$\Phi_M = 2{,}5\text{m}$ = diametrul secţiunii grinzii-maşină

$0{,}25 \cdot \Phi_M = i_M = 0{,}63$ m = raza de giraţie a secţiunii grinzii-maşină

$A_M = I_M/i_M^2$ = aria secţiunii echivalente a grinzii-maşină.

Cu notaţiile de mai sus, vom obţine în diversele cîmpuri ale fundaţiei, deduse din secţiunea longitudinală a figurii 2, considerînd că maşina reazemă pe bailagăre aproximativ la distanţe ceva mai mici decît interaxul stîlpilor :

Intervalul 1 — 2 : $G_M = 100\text{t} = 10^2\text{t}$; $L_M = 5{,}9\text{m}$; $\delta_M = 100\mu = 10^{-4}\text{m}$

$$I_M \approx (1 \pm 0{,}33).10^2.5{,}9^3/0{,}77.10^2.2{,}1{,}10^7.10^{-4} = (0{,}85 \cdot\cdot \cdot 1{,}7).10^{-1}\text{m}^4$$

$$A_M\,(0{,}85 \ldots 1{,}7).10^{-1}\text{m}^4 : \; 0{,}63^2\text{m}^2 = (2{,}2 \ldots 4{,}4).10.\text{m}^2$$

Intervalul 2-3-4 : $G_M = 80\text{t} = 0{,}8.10^2\text{t}$

L_M 4,3m (distanţa liberă 2—3) : $\delta_M = 100\mu = 10^{-4}\text{m}$;

$$I_M \approx (1 \pm 0{,}33).0{,}8.10^2 \cdot 4{,}3^3/0{,}77.10^2.2{,}1 \approx 10^3 \approx (0{,}30 \,..\, 0{,}60).10^{-1}\text{m}^4$$

$$A_M \approx (0{,}3 \ldots 0{,}6).10^{-1}\text{m}^4 : 0{,}63^2\text{m}^2 \approx (0{,}77 \ldots 1{,}54).10^{-1}\text{m}$$

Intervalul 4—5 : $G_M = 88\text{t} \approx 0{,}9.10^2\text{t}$;

$L_M \approx 4{,}0\text{m}$ (distanţa liberă transversală) ; $\delta_M = 10^{-4}\text{m}$

$$I_M \approx (1 \pm 0{,}33).0{,}9.10^2 \cdot 4{,}0^3/0{,}77.10^2.2{,}1 \approx 10^3 \approx (0{,}23 \ldots 0{,}46).10^{-1}\text{m}^4$$

$$A_M = (0{,}23 \ldots 0{,}46).10^{-1}\text{m}^4 ; 0{,}63^2\text{m}^2 \approx (0{,}60 \ldots 1{,}20).10^{-1}\text{m}^2.$$

În acest ultim interval (4 — 5), avînd în vedere că generatorul reazemă în sens transversal (deci pe grinzile G_{4-5} — G'_{4-5}), avînd distanţa între axele de rezemare circa 4,0 m, am admis că rigiditatea statică în sens longitudinal este aproximativ aceeaşi. Prin aplicarea coeficientului de nesiguranţă 1 ± 0,33 există o bună probabilitate ca valoarea reală I_M să fie într-adevăr cuprinsă între limitele valorii calculate.

Calculăm acum valorile respective pentru secţiunile de beton (I_B, A_B, E_B) în diversele intervale :

Zona 1 — 2 ; $I_B = 2.1{,}0.2{,}0^3 : 12 \approx 1{,}3\ \text{m}^4$

$$A_B \approx 2.1{,}0.2{,}0 \approx 4{,}0\text{m}^2.$$

Raportul modulilor de elasticitate :

$$E_M : E_{B\min} = 2{,}1.10^7 : 2{,}4.10^6 \approx 9{,}0 \text{ (formula 14)}$$

$$E_M : E_{B\max} = 2{,}1.10^7 : 4{,}8.10^6 = 4{,}5.$$

Pentru a obţine valori extreme pentru rigidităţile de calcul (R) vom considera că solidarizarea secţiunii de beton cu maşina (prin buloane şi betonul de subturnare) va fi complet eficientă pentru modulul de elasticitate maxim al betonului ($E_B = 4{,}8.10^6\ \text{tm}^{-2}$), iar că solidarizarea este complet neeficientă pentru modulul de elasticitate minim al betonului :

$$E_B = 2{,}4.10\ \text{tm}^{-2}.$$

Calculînd distanţele între centrele de greutate ale secţiunilor parţiale : a secţiunii de beton (s_B), respectiv (s_M) a secţiunii de oţel (amplificată cu raportul $E_M : E_B$) la 0,65 m, respectiv 1,27 m, obţinem rigiditatea minimă şi maximă :

$$\ldots R_{\min} = E_{B\min}(I_B + 9{,}0 . I_{M\min}) = E_{B\min}(1{,}3 + 9.0{,}85.10^{-1}) = E_{B\min}\,(2{,}0\text{m}^4) = 4{,}8.10^6\ \text{tm}^2 \qquad (16)$$

$$\ldots R_{\max} = E_{B\max}(I_B + 4{,}5\, I_{M\max} + s_B^2 . A_B + s_M^2 . 4{,}5\, A_M) = E_{B\max}(1{,}3 + 4{,}5.1{,}7.10^{-1} + 0{,}65^2.4{,}0 + 1{,}27^2.4{,}5.4{,}4.10^{-1}) = 38{,}0.10^6\text{tm}^2 = E_{B\max}\,(8{,}0\text{m}^4). \quad (17)$$

Făcînd rapoartele deduse din formulele (16), (17) :

$$R_{\min} : E_{B\min} . I_B = 4{,}8 : 2{,}4.1{,}3 \approx 1{,}55 = 1 + 55\,\%$$

$$R_{\max} : E_{B\max} . I_B = 38{,}0 : 4{,}8.1{,}3 \approx 6{,}20 = 1 + 520\,\%,$$

rezultă (pentru intervalul 1 — 2) că punerea în calcul a rigidităţii maşinii-grinzi poate mări rigiditatea de calcul a grinzii combinate cu cel puţin 55 %, dacă legăturile (buloane, subturnarea) se consideră neeficiente şi modulul de elasticitate al betonului cu valoarea minimă ; dacă legăturile se consideră complet eficiente şi modulul de elasticitate al betonului are valoarea maximă, influenţa maşinii poate mări rigiditatea de calcul cu 520 %.

Obţinem pe baza aceloraşi formule şi raţionamente în intervalul :

$$2\text{-}3\text{-}4 : R_{\min} \approx E_{B\min} . (0{,}10 + 9{,}0.0{,}30.10^{-1}) = E_{B\min}\,(0{,}37\text{m}^4) = 0{,}9.10^6\,\text{tm}^2$$

$$R_{\max} \approx E_{B\max} . (1{,}19\text{m}^4) = 5{,}7.10^6\text{tm}^2$$

$$R_{\min} : E_{B\min} . I_B = 0{,}9 : 2{,}4.0{,}1 = 3{,}7 = 1 + 270\,\% ;$$

$$R_{\max} : E_{B\max} . I_B = 5{,}7 : 4{,}8.0{,}1 = 11{,}9 = 1 + 1\,090\,\%.$$

Precum se vede efectul de rigidizare a maşinii-grinzi, în acest interval (270 %... 1 090 %), este foarte mare, deoarece rigiditatea grinzii de beton armat în sine este foarte mică.

Obţinem mai departe în intervalul :

$$4 - 5 : R_{\min} = E_{B\min}\,(2{,}0 + 9{,}0.0{,}23.10^{-1}) = E_{B\min}\,(2{,}2{,}\text{m}^4) = 5{,}3.10^6\ \text{tm}^2$$

$$R_{\max} = E_{B\max} . (4{,}00\text{m}^4) = 19{,}2.10^6\text{tm}^2$$

$$R_{\min} : E_{B\min} . I_B = 5{,}3 : 2{,}4.2{,}0 = 1{,}10 = 1 + 10\,\%$$

$$R_{\max} : E_{B\max} . I_B = 19{,}2 : 4{,}8.2{,}0 = 2{,}0 = 1 + 100\,\%.$$

Deci în intervalul 4 — 5 din cauza rigidităţii mari a grinzilor de beton armat influenţa maşinii-grinzi este cea mai mică, ajungînd totuşi la mărimi apreciabile (10 %...100 %).

În sfîrşit, în intervalul 5 — 6, unde apare excitatricea, dimensiunile acesteia fiind relativ mici, nu mai punem în calcul efectul ei de rigidizare şi calculăm în consecinţă rigiditatea grinzii în acest interval numai pentru secţiunea de beton armat cu cele două valori extreme ale modulului de elasticitate dinamic ale betonului armat şi obţinem deci :

$$R_{\min} = E_{B\min} . (3{,}63\text{m}^4) = 8{,}7.10^6\ \text{tm}^2 ;$$

$$R_{\max} = E_{B\max} . (3{,}63\text{m}^4) = 17{,}4.10^6\text{tm}^2.$$

Pentru sistematizare, calculăm pentru cele patru intervale rigidităţile medii (R_{med}) şi abaterile procentuale ale rigidităţilor extreme ($R_{\max,\min}$).

Zona :

$$1 - 2 : R_{\text{med}} = (4{,}8 + 38{,}0).10^6 : 2 = 21{,}4.10^6\,\text{tm}^2 ; R_{\max,\min} = R_{\text{med}} . (1 \pm 78\,\%) ;$$

$$2 - 3 - 4 : R_{\text{med}} = (0{,}9 + 5{,}7)10^6 : 2 = 3{,}3.10^6\text{tm}^2 ; R_{\max,\min} = R_{\text{med}}\,(1 \pm 73\,\%) ;$$

$$4 - 5 : R_{\text{med}} = (5{,}3 + 19{,}2)10^6 : 2 =$$

$$= 12{,}2.10^6 \text{tm}^2 ; R_{\text{max,min}} = R_{\text{med}} \cdot (1 \pm 58\,\%) ;$$

$$5 - 6 : R_{\text{med}} = (8{,}7 + 17{,}4)10^6 : 2 =$$

$$= 13{,}0.10^6 \text{tm}^2 : R_{\text{max,min}} = R_{\text{med}} \cdot (1 \pm 33\,\%).$$

2.1.3. În secțiunile verticale care cad în dreptul stîlpilor rigiditatea va fi practic infinită ($R = \infty$), deși în acele zone, după cum reiese din secțiunea longitudinală a figurii 2 precum și din analiza respectivă din 2.1.2., aportul local al mașinii la rigiditatea grinzii este nul. În consecință, precum este ușor de văzut, grinda în dreptul stîlpilor poate avea numai rotiri ($Z_S^{(x)} \neq 0$) nu însă și curburi ($Z_S^{(2x)} = 0$). Deoarece precum se vede tot din figura 2 stîlpii au lățimi finite în sens longitudinal (1 m) și neneglijabile față de lungimea totală, reiese că și derivatele curburii sînt nule în zona stîlpilor ($Z_S^{(3x)} = 0 = = Z_s^{(4x)}$). Pe baza acestor constatări redate în formula :

$$Z_S^{(x)} \neq 0 ; \tag{18}$$

$$Z_S^{(2x)} = 0 ; \quad Z_S^{(3x)} = 0 ; \quad Z_S^{(4x)} = 0 ; \tag{19}$$

vom încerca să evaluăm cu ajutorul unor raționamente calitative, influența acestor rigidități local infinite asupra comportării dinamice a sistemului întreg. Alegem, în mod evident, frecvența proprie drept caracteristica cea mai importantă oscilatorică a grinzii. Precum se arată în general în literatura de specialitate ([2], [26] [32]), perioada proprie a unei grinzi se obține, cu o oarecare aproximație, proporțională cu rădăcina pătrată a săgeții maxime provocată de greutatea proprie, relația devenind chiar riguros valabilă pentru greutatea proprie concentrată în secțiunea săgeții maxime. Aplicînd în cazul nostru această aproximație, putem enunța că la bara formată din lonjeron și mașină, influența rigidității infinite din dreptul stîlpilor asupra frecvenței proprii va fi aproximativ egală cu influența acestor rigidități local infinite asupra săgeții maxime a acestei bare, provocată de greutatea proprie. Precum se știe, săgeata maximă a unei bare cu încărcarea medie repartizată (sau constantă) Q și de lungime L_1 este aproximativ :

$$Z_{\text{max}} = C\,q\,L_1^4 = C\,q\,L_1^3 . L_1 \tag{20}$$

unde C este o constantă care depinde de condițiile de rezemare și de rigiditatea barei. Obținerea acestei relații este demonstrată în orice curs de rezistența materialelor și anume se arată mai departe că încărcarea „q" este proporțională cu derivata $Z^{(4x)}$. Cele patru etape de integrare, prin care se ajunge de la încărcarea „q" la săgeata maximă Z_{max}, se efectuează integrîndu-se fiecare dată de-a lungul barei întregi pentru determinarea constantelor ecuațiilor diferențiale respective, în funcție de condițiile de limită. Porțiunile unde derivatele $Z^{(4x)}$, $Z^{(3x)}$, $Z^{(2x)}$ se anulează (conf. (19)), deci cele în dreptul stîlpilor, evident nu mai influențează integralele (deci însumarea) acestora, astfel că precum s-a arătat mai sus, din relația (20), factorul L_1^3 este rezultatul unor integrări influențate numai de lungimea redusă (L_{red}) a barei, scăzîndu-se suma grosimilor stîlpilor ($\sum \Delta_{SL}$) ca zone în care integrandele se anulează.

$$\ldots L_{\text{red}} = L_1 - \sum \Delta_{S,L} \cdot \tag{21}$$

Abia a 4-a etapă de integrare, constînd din însumarea rotirilor ($Z^{(x)}$) pentru obținerea săgeții maxime, se operează asupra unui integrand care nu se mai anulează în zona stîlpilor ($Z_S^{(x)} \neq 0$) și ca atare această ultimă (a 4-a) etapă de integrare operează asupra întregii lungimi a longeronului, rezultînd deci :

$$\ldots . Z_{\text{max}} = C . q . (L_1 - \sum \Delta_{S,L})^3 . L_1 . \tag{22}$$

Din formula (22) rezultă deci efectul rigidităților local infinite ale longeronului în dreptul stîlpilor, manifestîndu-se în anularea încovoierilor și a derivatelor acestora în aceste zone ($Z_S^{(4x)}$, $Z_S^{(3x)}$, $Z_S^{(2x)} = 0$), rămînînd acolo numai rotiri posibile ($Z_S^{(x)} \neq 0$), se repercutează asupra săgeții și în consecință asupra calculului frecvenței proprii, înlocuindu-se lungimea efectivă L_1 a longeronului cu o lungime de calcul (L), astfel ca :

$$\ldots L \approx \sqrt{(L_1 - \sum \Delta_{S,L})^3 \, L_1} \cdot \tag{23}$$

În mod evident raționamentele de mai sus și consecința lor, formula (23), rămîn valabile și pentru determinarea lungimii de calcul a radierului.

Este de notat că problema lungimilor de calcul nu se pune numai în procedeul de rezolvare a fundației prin ecuații algebrice continue, ci și în cazul rezolvării prin mase concentrate ([29] 2.3.1) sau distribuite pe fiecare cîmp între stîlpi ([29] 2.3.2), numai că la aceste sisteme de rezolvare, problema lungimii de calcul se pune la fiecare lungime parțială între stîlpi.

2.1.4. Precum s-a văzut la punctul 2.1.3. s-a presupus că longeronul (și prin analogie și radierul) este liber rotibil ($Z_S^{(x)} \neq 0$) în dreptul stîlpilor. Se pune totuși problema dacă rigiditatea la încovoiere a stîlpilor nu aduce o reducere a acestor rotiri, prin efectul de cadru. Vom arăta în acest punct că acest efect de cadru este neglijabil. Într-adevăr efectul de cadru provocat de stîlpi ar fi cel mai puternic acolo unde porțiunea liberă de grindă este cea mai lungă și la nodul în care bate o singură grindă. Aceste condiții sînt îndeplinite la nodul **1** (figura 2) unde începe grinda G_{1-2}, G'_{1-2}.

Luăm acum din formula (16) valoarea minimă a momentului de inerție al longeronului($I_{1-2} = 2{,}0$ m^4), și reamintim din paragraful 2.1.2. că lungimea parțială a longeronului în această zonă este de : $L_{1-2} = 5{,}9$ m. Din figura 2 reiese momentul de inerție a perechii de stîlpi **1 1'** :

$I_{S,1} = 2 \times 1{,}0^4 : 12 = 0{,}17$ m^4 iar lungimea minimă a stîlpului reiese la $L_S = 10{,}0$ m. Formînd deci coeficientul de repartiție Ψ al momentelor (de cadru) în stîlp obținem :

$$\ldots \Psi_1 = \Psi_{\text{max}} (I_S/L_S)/(I_S/L_S + I_{12}/L_{12}) \approx 0{,}17.5{,}9 :$$

$$2{,}0.10{,}0 = 0{,}05 \tag{24}$$

În urma caracterului foarte aproximativ al tuturor calculelor privind fundațiile de mașini, mărimi sub 10% trebuie considerate ca neglijabile [13], astfel că efectul de cadru provocat de stîlpi pe restul fundației, fiind chiar sub 5%, nu va fi considerat în calculele noastre. Din figura 2 se vede că în sens transversal efectul de cadru provocat de stîlpi este tot atît de neglijabil precum s-a demonstrat pentru sensul longitudinal.

2.2. Valoarea de calcul a rigidității axiale a stîlpilor (k)

Vom studia mai jos posibilitățile de determinare a valorilor numerice ale rigidităților axiale repartizate ale stîlpilor, tot pe baza figurii 2. Expresia algebrică a acestei valori va fi :

$$\ldots k = EA_S : L_S . \Delta_x \,(\text{în tm}^{-2}) \text{ sau } K = k . \Delta_x =$$

$$= EA_S \, L_S \,(\text{în tm}^{-1}) \tag{25}$$

unde Δ_x indică lungimea de repartizare a rigidității stîlpului de-a lungul axei X.

2.2.1. Valoarea numerică de calcul a modulului de elasticitate dinamic al betonului (E) a fost analizată în 2.1.1 și gama de valori indicată în formula (14).

2.2.2. Aria secțiunii stîlpului, conform figurii 2, reiese la $A_S = 1{,}0 \times 1{,}0 = 1{,}0$ m^2.

Înălțimea de calcul a stîlpului (L_S) poate varia între două limite și anume între $L_{S\text{min}} = 10{,}0$ m așa cum a fost utilizată în 2.1.4, respectiv formula (24) precum și

$$\ldots L_{S\text{max}} = L_{S\text{min}} + 0{,}25 \; (\Delta_G + \Delta_R), \tag{26}$$

unde Δ_G reprezintă grosimea longeronului, iar Δ_R grosimea radierului, conform indicațiilor literaturii de specialitate ([2], [26]). Rațiunea stabilirii acestei lungimi suplimentare rezidă în compresiunile locale verticale suferite de longeron și radier în urma presiunilor locale (σ_z) apărute în dreptul stîlpului și considerate repartizate aproximativ la 45° pe grosimea acestor elemente orizontale. Deoarece la par. 2.1.1. — 2.1.2. am arătat că elementul de grindă alcătuit din mașină formează o parte integrantă (și neneglijabilă) din longeron apare ca necesară introducerea în grosimea longeronului (Δ_G) și a grosimii mașinii-grinzi. Faptul că mașina fiind din oțel este mai puțin compresibilă (în raportul E_M/E_B din 2.1.2) este compensat de faptul lipsei de compactitate (fiind formată dintr-o serie de cămăși inelare cu conexiuni de o complexitate inextricabilă), astfel că, în lipsă de altceva mai precis, sîntem nevoiți a pune în calcul pur și simplu grosimea cumulată a longeronului inclusiv cota parte a mașinii. Pentru lungimea maximă a stîlpului, pentru exemplul nostru din figura 2, va rezulta deci:

$$L_{s\max} = 10{,}0 + 0{,}25(4{,}0 + 1{,}5) = 11{,}75\ \text{m}.$$

În consecință vom obține pentru rigiditatea axială a stîlpilor conform formulei (25) următoarele valori extreme, ținînd seamă și de formula (14)

$$K_{st\min} = 2{,}4.10^6.1{,}0 : 11{,}75 = 0{,}21.10^6\ \text{tm}^{-1};$$

$$K_{st\max} = 4{,}8.10^6.1{,}0 : 10{,}00 = 0{,}48.10^6.\ \text{tm}^{-1};$$

de unde rezultă : $K_{\text{med}} = 0{,}5\,(0{,}21 + 0{,}48).10^6 = 0{,}35.10^6\ \text{tm}^{-1}$

respectiv $K_{\max,\min} = K_{\text{med}}\cdot(1 \pm 0{,}36)$.

2.2.3. În legătură cu legea de repartiție a rigidității axiale elastice a stîlpilor, de-a lungul axei „X" a longeronului respectiv al radierului, dînd funcția $k(x)$, vom arăta că această problemă în aparență așa de importantă are, în condițiile practic existente de rigidități axiale ale stîlpilor (K) și rigidități de încovoiere (R) ale grinzilor (sau radierului), implicații neglijabile. Importanța aparentă a acestei legi de repartiție rezidă în faptul că, precum am arătat în articolul introductiv [29], o parte din criteriile care caracterizează diversele metode de calcul ale fundațiilor de turbogeneratoare constau chiar în ipoteza făcută pentru această lege de repartiție. Astfel metoda maselor concentrate ([29] 2.3.1 și [2] 9.43. a), precum și metoda maselor distribuite pe fiecare cîmp între stîlpi ([29]2.3.2 ; [8] ; [11] ; [15]), consideră rigiditatea axială a stîlpilor (K) complet concentrată în axul stîlpilor. În schimb metoda parametrilor continuu variabili aplicată de noi în prezenta lucrare, consideră rigiditatea elastică a stîlpilor repartizată după axa „x" după o lege oarecare ($k = k(x)$) funcția $k(x)$ avînd maxime în zonele stîlpilor ([29] 2.3.2). Pe de o parte, este absolut cert că rigiditatea axială a stîlpului nu poate să fie concentrată în realitate în axul stîlpului și în consecință într-un singur punct al grinzii (și al radierului), deoarece însuși stîlpul are o extensiune orizontală finită (1,0 × 1,0 m), iar de la zona de contact în sus la longeron (respectiv în jos pentru radier) aceste presiuni se repartizează după o lege oarecare (deocamdată necunoscută) pe grosimea acestor elemente orizontale, pînă la axele neutre respective, axele pentru care se scriu ecuațiile dinamice (de ex. ecuația 1). Astfel, de exemplu, faptul că, în punctul 2.2.2. pentru justificarea formulei pentru lungimea maximă de calcul a stîlpului (formula 26), se utilizează o repartizare sub 45° a presiunilor, reprezintă o aproximație pentru această lege de repartizare admisă chiar de anumite norme. Pe de altă parte, este tot așa de cert că legea de repartiție nu poate să fie o constantă (k = const.), nici măcar pe cîte un cîmp dintre doi stîlpi consecutivi (de ex. cîmpul 1 — 2 din fig. 2).

În mod evident ipoteza concentrării axiale a rigidității „k" pe de o parte, și, pe de altă parte, ipoteza repartiției constante a rigidității „k" de-a lungul a cîte unui cîmp între doi stîlpi (de ex. între (1) și (2)) reprezintă două ipoteze extreme ale legii de repartizare a acestei rigidități „k" iar legea reală de repartiție $k(x)$ se găsește între aceste două repartiții limite. Drept criteriu al implicațiilor alegerii acestei legi de repartiție $k(x)$ vom lua efectul acestuia asupra frecvenței proprii (ω) a sistemului, deci asupra elementului care determină în primul rînd comportarea oscilatorică a unui sistem. Este evident că în cazul unei rigidități infinite la încovoiere a longeronului frecvența proprie a sistemului este independentă de legea de repartiție $k = k(x)$; și deci consecințele cele mai sensibile rezultînd din alegerea legii de repartiție $k(x)$ vor apărea la cîmpurile cu porțiunile de grinzi cele mai flexibile. Pentru calculele noastre vom separa deci din figura 2 (secțiunea longitudinală) cîmpul de flexibilitate maximă la încovoiere. Dacă considerăm drept măsura flexibilității longeronului săgeata maximă a acestuia sub greutatea proprie, între doi stîlpi consecutivi, atunci, din figura 2 pentru fundația noastră model, reiese zona 1 — 2 drept cea mai flexibilă. Pentru a ne apropia ceva mai mult de valorile reale ale rigidităților „k" vom suplimenta compresibilitatea (formula 25) stîlpilor și cu compresibilitatea terenului dedesubt care, precum vom demonstra în articolul viitor (II), și după cum rezultă din (27), este un factor de influență considerabilă. Mai departe este ușor de văzut că rezultatele pentru calculul frecvenței proprii vor ieși cu atît mai diferite între cele două ipoteze (rigiditatea „k" concentrată în axul stîlpilor respectiv rigiditatea „k" echirepartizată pe cîte un cîmp între doi stîlpi consecutivi), cu cît suprastructura este mai flexibilă și infrastructura mai rigidă. Pentru rigiditatea pămîntului, din acest motiv, vom lua C_{Zdin} = 10 kg /cm³ = 10^4 t/m³ valoare de mărime considerabilă indicată în literatura de specialitate [26], iar pentru suprafața radierului vom lua evident porțiunea de radier între stîlpii 1, 1′, 2, 2′ care rezultă din figura 2 la aproximativ 6,0 × 8,0 = 48 m². Pentru calculul aproximativ al rigidității compuse a elementului stîlp-radier vom utiliza formula (25) împreună cu valorile de rigidități minime din punctul 2.2.2., ținînd seamă că zona cercetată decupată (1 — 2) din ansamblu este deservită de patru stîlpi 1, 1′, 2, 2′ și obținem:

$$\ldots K_{st\cdot\text{rad}} = 1/(1 : 4K_{st\cdot\min} + 1 : K_{\text{rad}\cdot\max}) =$$

$$= 1(1 : K_{st\cdot\min} + 1 : A_{\text{red}}.C_Z) = 1(1 : 40{,}21.10^6 +$$

$$+ 1 : 48.10^4) = 0{,}30.10^6\ \text{tm}^{-1} \qquad (27)$$

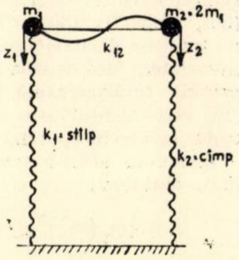
în mod evident pentru o pereche de stîlpi obținem rigiditatea axială compusă egală cu jumătatea valorii de mai sus, deci:

$$\ldots K_1 = 0{,}15.10^6\text{tm}^{-1} \approx K_2. \qquad (28)$$

Pentru a fi și mai concludent vom reduce rigiditatea de calcul la încovoiere (K_{12}) a longeronului și vom considera zona 1 — 2 (fig. 2) complet decupată din ansamblu, deci cu capetele perfect rotibile. Spre a efectua calculele mai comod și pentru a obține relații mai transparente vom aborda problema cu ajutorul procedeului maselor concentrate ([29] 2.3.1) lucru avantajos la sisteme simple și limitate.

Spre a aborda problema ceva mai general vom arăta că pentru orice sistem constînd din rigidități elastice axiale K, K_1, K_2 și rigidități elastice la încovoiere K_{12} (figura 3) dacă raportul rigidităților K/K_{12} este mai mic decît o valoare limită, atunci frecvențele proprii ale sistemului devin practic independente de faptul dacă rigiditatea axială este concentrată într-un singur ax sau este egal repartizată de-a lungul longeronului.

Fig. 3



Notînd cu semnul ′ situația aferentă rigidității axiale concentrate și cu semnul — cea corespunzătoare rigidității egal repartizate și ținînd seamă că în mod evident rigiditatea la încovoiere a lonjeronului K_{12} și repartiția maselor m_1, m_2, precum și suma totală K a rigidităților axiale este aceeași în ambele cazuri, vom avea:

$$K_1' = K\,;\ K_2' = 0\,;\ K_1' + K_2' = K \qquad (29)$$

$$\overline{K}_1 = K.m_1 : (m_1 + m_2) = 0{,}33\ K\,; \qquad (30)$$

$$\overline{K}_2 = K - \overline{K}_1 + 0{,}67.K.]$$

Dacă am considera toată masa din cîmp a longeronului G1-2 concentrată într-un singur punct din mijlocul cîmpului (punct 2), atunci rigiditatea la încovoiere a acestei bare de lungime $L_{12} \approx 6$ m față de o deplasare relativă a maselor 1 și 2 ar fi :

$$K_{12} = 48.R/L_{12}^3 = 48.\ 4{,}8.10^6/6{,}0^3 \approx 1.10^6 \text{ tm}. \qquad (31)$$

Este de observat că pentru a face demonstrația și mai concludentă, pentru rigiditatea la încovoiere a longeronului s-a utilizat pentru $R = EI$ valoarea minimă din formula (16).

Pentru calculele care urmează este esențial că rigiditatea grinzii (K_{12}) este mult mai mare decît rigiditatea axială a stîlpului (K) astfel că ținînd seamă de formula (28) și (31) putem scrie relațiile de aproximație :

$$K/K_{12} \approx 0{,}15 : 1{,}0 = 0{,}15\,; \qquad (32)$$

$$(K/K_{12})^2 \approx 0{,}023 \simeq 0$$

Scriem acuma ecuațiile dinamice rezultînd din cele de mai sus :

$$m_1 \ddot{Z}_1 + K_{12}(Z_1 - Z_2) + K_1 Z_1 = 0 = 2m_1 \ddot{Z}_2 + K_{12}(Z_2 - \\ - Z_1) + K_2 Z_2. \qquad (33)$$

Punînd $Z = a.\sin\,\omega$ obținem :

$$\begin{vmatrix} m_1\omega^2 - K_{12} - K_1\ ; K_{12}\,; \\ K_{12}\,;\ 2m_2\omega^2 - K_{12} - K_2 \end{vmatrix} = 0 \qquad (34)$$

Rezolvînd și ținînd seamă de aproximațiile din formula (32) obținem :

$$4m_1\,\omega_\pm^2 \approx 3K_{12} + 2K_1 + K_2 \pm \\ \pm \sqrt{9K_{12}^2 + 6K_{12}.(2K_1 + K_2) - 8K_{12}K} = 3K_{12} + K + K_1 \pm \\ \pm \sqrt{9K_{12} + 2K_{12}(3K_1 - K)} \approx 3K_{12} + K_1 + K \mp (3K_{12} + \\ + K_1 - 0{,}33\ K) \qquad (35)$$

$$4m_1\omega_-^2 \approx 1{,}33\ K \qquad (36)$$

$$4m_1\,\omega_+^2 \approx 6K_{12} + 2K_1 + 0{,}67\ K \approx 6K_{12}(1 + 0{,}33.\ K_1/K_{12} + \\ + 0{,}11\ K/K_{12}). \qquad (37)$$

Pentru a rezolva aceste relații pentru cele două cazuri limită de rigidități axiale perfect concentrate, respectiv echirepartizate, vom înlocui în ecuațiile (36) și (37) relațiile (29), respectiv (30). Este de observat însă că ecuația (36) nu conține decît rigiditatea axială totală K și ca atare este invariabilă față de cele două cazuri, astfel că pentru frecvența proprie fundamentală reiese din însăși structura formulei (36) echivalența între situația cu rigiditatea axială concentrată sau echirepartizată.

Înlocuind acuma relațiile (29), respectiv (30), în ecuația (37), obținem :

$$4m_1\,(\omega'_+)^2 \approx 6K_{12}(1 + 0{,}44.K/K_{12})\,; \qquad (38)$$

$$4m_1\,\overline{\omega}_+^2 \approx 6K_{12}(1 + 0{,}33.0{,}33.K/K_{12} + 0{,}11.K/K_{12}) \approx \\ \approx 6K_{12}(1 + 0{,}22\ K/K_{12}). \qquad (39)$$

Raportul celor două frecvențe proprii superioare pentru cele două cazuri limită reiese că, ținînd seamă și de aproximațiile (32) :

$$\omega'_+/\overline{\omega}_+ \approx \sqrt{(1 + 0{,}44.K/K_{12}) : (1 + 0{,}22.K/K_{12})} \approx 1 + \\ + 0{,}11{,}K/K_{12} \approx 1 + 0{,}016 \approx 1. \qquad (40)$$

Din formulele (36) și (40) rezultă că în condițiile aproximațiilor (32) diferențele procentuale ale frecvențelor proprii fundamentale (ω_-) sau a primei armonice (ω_+) calculate pe oricare schemă (concentrată sau repartizată) nu ajunge la 2%, astfel că în mod plauzibil nici pentru armonica a 2-a această abatere nu va întrece 4 – 5%. Menționăm că, conform literaturii [13], eroarea procentuală admisibilă la calculul frecvențelor proprii este considerată în jur de 10%.

În mod evident pentru celelalte cîmpuri cu porțiunea de longeron mai rigid, diferența procentuală între rezultatele rigidităților axiale ale stîlpilor complet concentrate, respectiv complet repartizate este și mai mică. În articolul următor (II) la tratarea problemei sistemului cu două niveluri (2 bare cuplate) vom demonstra că în calculele practice ale unei fundații de turbogenerator de la oricare bară nu intră decît frecvențele de ordinul 0, 1, 2 ; combinațiile lor (în urma celor 2 bare), furnizînd un număr suficient de frecvențe proprii, astfel că restrîngerea demonstrațiilor din prezentul paragraf la frecvențele proprii ω_0, ω_1, ω_2, (36), (40) nu îngrădește valabilitatea consecințelor practice. Precum s-a arătat mai sus ipoteza concentrării rigidității axiale a stîlpilor în axele respective, deci într-un număr finit de forțe discrete (K_1, K_2 etc...) pe de o parte sau pe de altă parte, distribuirea lor constantă pe cîte un cîmp (k_{12}, k_{23} etc.) reprezintă doar două cazuri limită a acestei distribuții, distribuția reală $k_{real}(x)$ a acestor rigidități fiind cuprinsă între aceste două cazuri limită. Eroarea rezultînd din utilizarea oricărora din aceste două procedee limită față de distribuția reală este mai mică decît erorile indicate în formulele (36), (40) (maximum 4%) ; rezultă a fortiori că utilizarea unei repartiții oarecare $k(x)$ înscrisă pe

Notații

Simbol	Obiect	Unitate de măsură
X	Coordonate longitudinale	m
Y	Coordonate transversale	m
Z	Coordonate și deplasări verticale	m
t	Timp	s
t	Tone forțe	t
t^{m}	Tone mase	t^m
m	Mase	t^m
μ	Mase repartizate pe lungime	tm/m
μ	Microni	10_m^{-6}
L	Lungime	m
a	Amplitudine	m
u	Amplitudine	m
δ	Deplasări (mici)	m
A	Arie	m^2
Φ	Diametru	m
I	Moment de inerție geometric	m^4
E	Modul de elasticitate	$\mathrm{t/m}^2$
R	Rigiditate la încovoiere = E.I	$\mathrm{t/m}^2$
K	Rigiditate la compresiune axială	t/m
k	Rigiditate la compresiune axială repartizată pe lungimea orizontală	$\mathrm{t/m}^2$
G	Greutăți	t
g	Accelerația gravității ≈ 10	$\mathrm{m/s}^2$
q	Încărcări repartizate pe lungime	t/m
Q	Forțe tăietoate	t
M	Momente	tm
σ	Eforturi unitare	$\mathrm{t/m}^2$
ω	Frecvențe de vibrații	s^{-1}
Δ	Lungimi, lățimi, grosimi mici	m
r	Coeficient de argument	m^{-1}
C_Z	Coeficient de pat vertical	$\mathrm{t/m}^3$
C	Coeficienți oarecare	
i	Unitatea imaginară	—
i	Rază de girație	m
i	Număr întreg	—
j	Număr întreg	—
ψ	Raport de rigidități de bare concurente coeficient de repartiție de momente la nod de cadru = $= I.L./I.L$	—
$\ddot{Z}$	$\partial^2 Z/\partial t^2$ = accelerații	$\mathrm{m/s}^2$
$Z^{(2t)}$	” ”	$\mathrm{m/s}^2$
$Z^{(jx)}$	$\partial^j Z/\delta x^j$ = derivate de ordinul j	$\mathrm{m}^{-(j-1)}$
$u^{(j)} - u(jx)$	$\mathrm{d}_u^j/\mathrm{d}x^j =$ ” ” (total)	$\mathrm{m}^{-(j-1)}$
$Z^{(-jx)}$	$\int^{(1} \ldots \int^{(j)} Z \cdot \mathrm{d}x^j$ = integrale de ordinul j	$\mathrm{m}^{(j+1)}$
$u^{(-jx)}$	$\int^{(1)} \ldots \int u \cdot^{(j)} \mathrm{d}x^j =$ ” ”	$\mathrm{m}^{(j+1)}$
min	Minim	
med	Mediu	
max	Maxim	
s	distanțe de centre de greutate parțiale	m

toată lungimea longeronului între cele două ipoteze limite va implica erori procentuale şi mai mici (probabil de ordinul 1 %) faţă de repartiţia reală.

Condiţiile ca repartiţia arbitrară $k(x)$ să se înscrie între cele două ipoteze limite şi deci să aproximeze cu exactitatea susamintită repartiţia reală $k_{real}(x)$ pot fi formulate în felul următor (fig. 2, secţ. longitudinală):

— rigiditatea $k(x)$ nu trebuie să fie negativă în nici un punct al longeronului deci:

$$\ldots k(x) \geqslant 0 \text{ pentru } 0 \leqslant x \leqslant L, \tag{41}$$

— rigiditatea $k(x)$ trebuie să aibă valori maxime în dreptul axelor stîlpilor ,deci:

$$\ldots k(x_1) > k(x_1 + \Delta x);\; k^{(x)}_{(x_2)} = k^{(x)}_{(x_3)} = k^{(x)}_{(x_4)} = k^{(x)}_{(x_5)} = \\ = 0;\; k(x_6 - \Delta x) < k(x_6); \tag{42}$$

— suma rigidităţilor repartizate pe cîte un cîmp trebuie să fie egală cu forţele axiale aferente din stîlpii respectivi, deci:

$$\ldots \int_{x_1}^{x_2} k(x)\,\mathrm{d}x = K_1 + 0.5K_2;\; \int_{x_2}^{x_3} k(x)\,\mathrm{d}x = 0{,}5K_2 + 0{,}5K_3;$$

$$\ldots \int_{x_5}^{x_6} k(x)\,\mathrm{d}x = 0{,}5K_5 + K_6\,. \tag{43}$$

Pe baza celor arătate reiese că alegerea repartiţiei $k(x)$ în cadrul condiţiilor (41), (42), (43) trebuie făcută numai pe criteriul comodităţii de calcul. Notăm că condiţiile de rigiditate în sens transversal fiind aceleaşi cu cele domonstrate la par. 2.1.4. şi 2.2.3 acestea sînt valabile şi pentru riglele transversale.

Fiind dat spaţiul limitat al unui singur articol va trebui să întrerupem expunerea aici, rămînînd ca în articolul următor (II) să tratăm următoarele probleme, privind deocamdată numai frecvenţele proprii ale barei cu parametri constanţi:

— corecturile ecuaţiilor dinamice în urma efectelor forţelor tăietoare şi ale momentelor de inerţie masice a barei libere;

— efectul cuplajului prin stîlpi al longeronului cu radierul flexibil aşezat pe terenul elastic;

— problema distribuţiei masei stîlpului la vibraţii verticale;

— problema celui de al treilea nivel (bara rotorului);

— vibraţiile orizontale, problema distribuţiei masei stîlpului în acest context şi problema considerării mai multor niveluri inclusiv elasticitatea pămîntului.

Bibliografie

[29] Gereb T., Apostolescu V.: *Asupra metodelor de proiectare pentru fundaţiile de turbogeneratoare.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii 1/1967.

[30] Pust L.: *The influence of machine rigidity on vibrations of framed foundations.* Proceedings of International Symposium: Measurements and Evoluation of dynamic Effects of Vibrations of Constructions. Budapesta 1963.

[31] Marguerre I.: *Stahlbau* Köln Stahlbauverband, 1961.

[32] Hütte: *Des Ingenieurs Taschenbuch* Vol. I, Berlin.

[33] Bendel L.: *Ingenieur geologie*, Viena, Springer, 1948.

Studiul teoretic şi experimental al planşeelor prefabricate de beton armat de mari dimensiuni, îmbinate în cîmp

Dr. ing. M. Soare, dr. ing. V. Petcu

INCERC

I. INTRODUCERE

Una din tendinţele actuale în domeniul prefabricării construcţiilor civile de beton armat, cu multe niveluri, constă în realizarea de planşee alcătuite din plăci de mari dimensiuni, rezemate pe grinzi turnate monolit. Avantajul adoptării unei astfel de soluţii constă în posibilitatea schimbării ulterioare a mărimii suprafeţelor şi numărului încăperilor, printr-o nouă amplasare a pereţilor despărţitori, care sînt executaţi din materiale uşoare.

Întrucît plăcile de mari dimensiuni pun probleme speciale în ce priveşte transportul şi montajul lor, Institutul de proiectare a construcţiilor tip (IPCT) a ajuns la ideea executării lor din două panouri care, după aşezarea lor în construcţie, se îmbină monolitic între ele, rostul de îmbinare fiind amplasat în cîmpul planşeului. Această idee a fost pusă în aplicare de către IPCT în cadrul proiectelor elaborate pentru mai multe blocuri de locuinţe*.

Datorită faptului că planşeele de tipul descris mai sus prezintă elemente noi din punct de vedere structural şi constructiv, s-a hotărît efectuarea unor studii experimentale, cu scopul de a pune în evidenţă modul lor de comportare pînă la rupere.

Primele experimentări, efectuate în anul 1965, au făcut obiectul unui studiu publicat anterior [5].

În anul 1966, lucrările experimentale au continuat cu încercarea a două planşee, care s-au deosebit de cele studiate prin modul de alcătuire şi de rezemare.

În cele ce urmează se prezintă rezultatele studiului teoretic şi experimental al planşeelor încercate în anul 1966 şi se deduc concluziile necesare pentru proiectare, referitoare la comportarea lor sub acţiunea sarcinilor.

II. CARACTERISTICILE PLANŞEELOR

Programul experimental a inclus încercarea pînă la rupere a două planşee, notate cu A şi B. Aceste planşee au avut dimensiuni identice, dar s-au deosebit unul de altul prin modul de armare, alcătuirea îmbinării din cîmp şi, local, prin modul de rezemare.

Dimensiunile spaţiului acoperit de fiecare planşeu au fost 5,20 × 6,66 m.

Placa fiecărui planşeu a fost alcătuită din două panouri, îmbinate între ele după punerea în operă.

Panourile planşeului A au fost notate cu A_1 şi A_2, iar cele ale planşeului B cu B_1 şi B_2.

Planşeele au fost rezemate pe ziduri de beton slab armat, prin intermediul unei centuri. Zidurile au avut grosimea de 14 cm de-a lungul a trei laturi şi de 25 cm pe cea de a patra latură a planşeelor.

Modul de rezemare şi de alcătuire a plăcilor planşeelor a avut următoarele particularităţi:

— panourile A_1 şi B_1 au avut o latură liberă, care a depăşit cu 45 cm faţa interioară a zidului de 25 cm;

— ambele panouri ale fiecărui planşeu au rezemat, pe o porţiune a rostului de îmbinare, pe un perete pinten (lamă) de beton slab armat, legat de peretele de 25 cm grosime. Acest perete-pinten a avut lungimea de 0,80 m şi grosimea de 14 cm la planşeul *A*, respectiv lungimea de 1,30 m şi grosimea de 28 cm la planşeul *B*;

---

* Şef de proiect ing. D. Berleanu

— pe lungimea a două laturi adiacente, ambele planşee au fost prevăzute cu console de 0,80 m lungime, executate iniţial independent şi legate ulterior de panourile planşeelor prin acelaşi sistem de îmbinare ca şi cel din cîmp. Scopul acestor console a fost de a crea o continuitate a planşeelor pe două laturi;

— rostul dintre panourile A_1 şi A_2 a fost de 1 cm, iar cel dintre panourile B_1 şi B_2 de 14 cm.

Grosimea tuturor panourilor a fost de 11 cm.

Aspectul general al planşeelor *A* şi *B* este redat în figurile 1 şi 2.

Detaliile de armare ale panourilor care intră în alcătuirea acestor planşee sînt date în figurile 3 — 6.

Armătura tuturor panourilor a fost alcătuită din vergele de oţel avînd caracteristicile mecanice ale oţelului-beton de tip TOR 57, deşi profilarea lui a fost cea corespunzătoare oţelului-beton de tip TOR 47.

Consolele, centurile şi pereţii au fost armaţi cu vergele de oţel de tip OL 38.

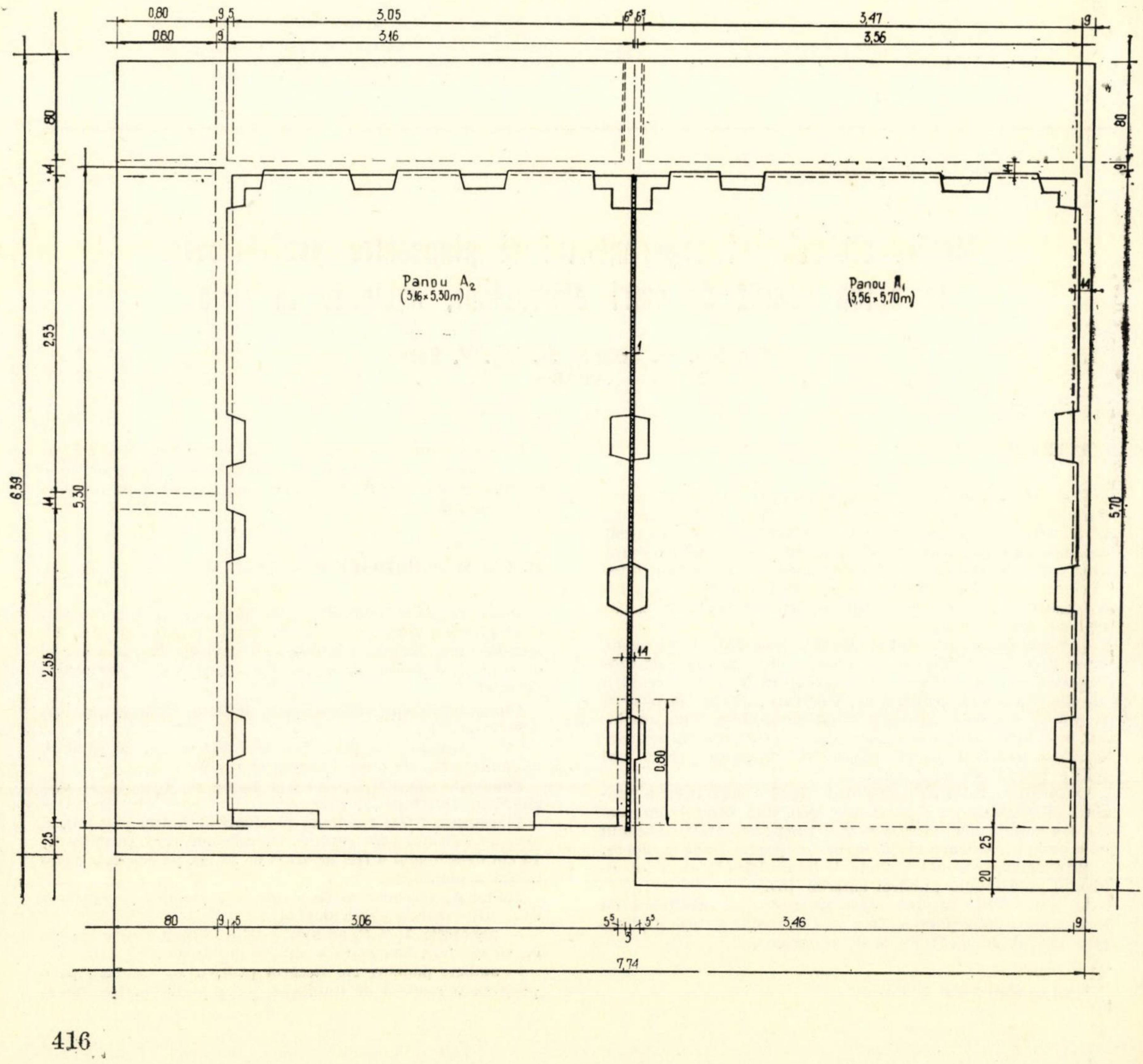
Valorile medii ale limitei convenţionale de curgere (egală cu efortul unitar corespunzător unei deformaţii remanente de $0{,}2^0/_{00}$) şi ale rezistenţei de rupere a barelor de oţel utilizate ca armătură sînt date în tabela 1.

Procentele maxime de armare au fost de 0,51 % pentru planşeul *A* şi de 0,47 % pentru planşeul *B*. Ele au fost deci sub valoarea limită de 1 %, pînă la care teoria liniilor de rupere, aplicată plăcilor cu armătura din oţel de tip TOR 47,

Tabela 1

d (mm)	$\sigma_c = \sigma_{0,2}$ (kgf/cm²)	σ_r (kgf/cm²)
6	5 760	7 420
8	4 220	5 400
10	4 180	5 360
12	4 300	5 320

Fig. 1. Aspectul general al planşeului A



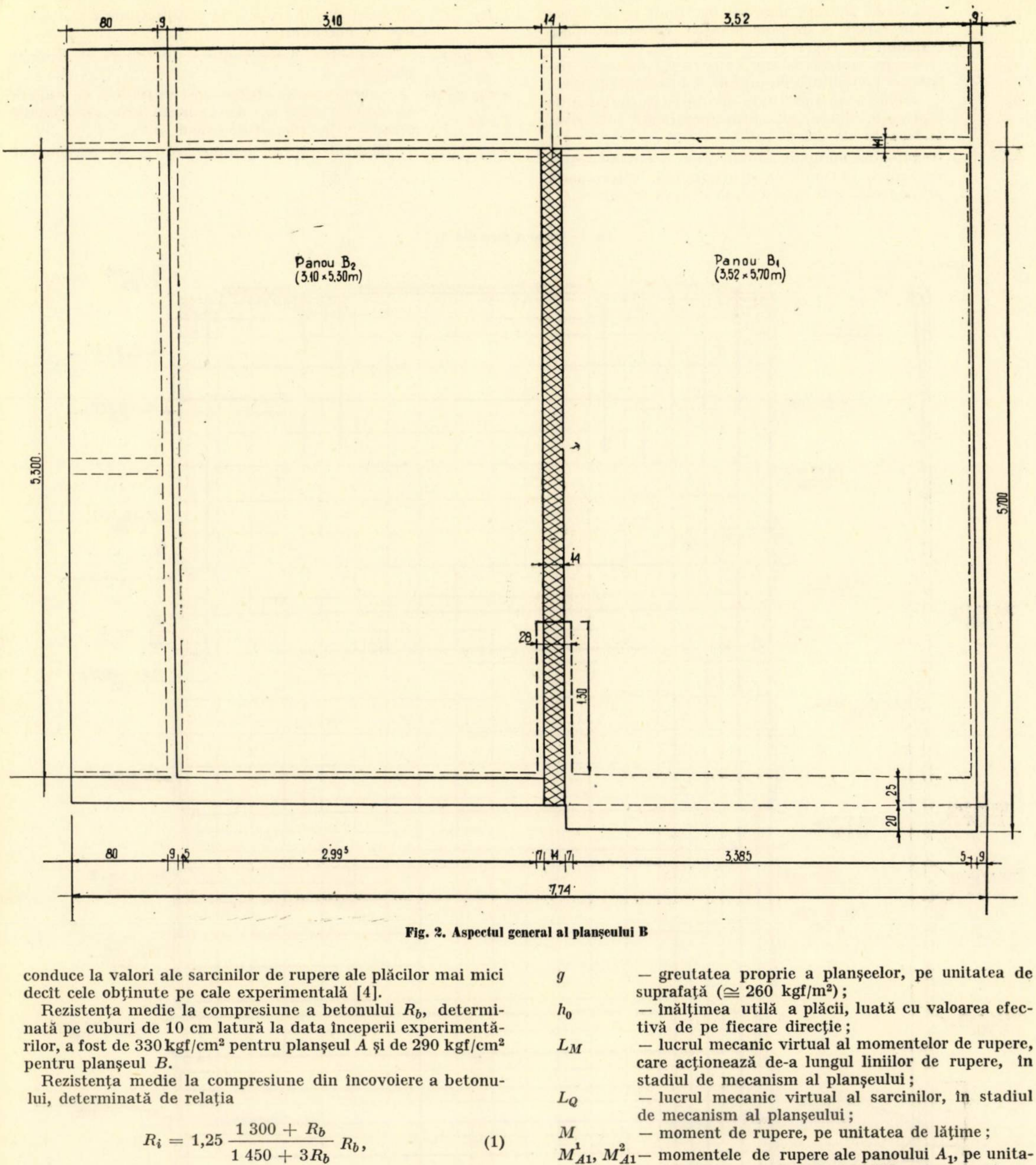


Fig. 2. Aspectul general al planşeului B

conduce la valori ale sarcinilor de rupere ale plăcilor mai mici decît cele obţinute pe cale experimentală [4].

Rezistenţa medie la compresiune a betonului R_b, determinată pe cuburi de 10 cm latură la data începerii experimentărilor, a fost de 330 kgf/cm² pentru planşeul *A* şi de 290 kgf/cm² pentru planşeul *B*.

Rezistenţa medie la compresiune din încovoiere a betonului, determinată de relaţia

$$R_i = 1{,}25\,\frac{1\,300 + R_b}{1\,450 + 3R_b}\,R_b, \qquad (1)$$

a fost de 275 kgf/cm² pentru planşeul *A* şi de 250 kgf/cm² pentru planşeul *B*.

Greutatea tehnică a betonului armat s-a considerat egală cu 2 400 kgf/m³.

III. NOTAŢII

a — lungimea laturii libere a panourilor A_1 şi B_1 (= 3,53 m);

A_a — secţiunea de armătură, pe unitatea de lăţime;

d — diametrul barelor de oţel;

f — săgeata maximă;

g — greutatea proprie a planşeelor, pe unitatea de suprafaţă ($\cong$ 260 kgf/m²);

h_0 — înălţimea utilă a plăcii, luată cu valoarea efectivă de pe fiecare direcţie;

L_M — lucrul mecanic virtual al momentelor de rupere, care acţionează de-a lungul liniilor de rupere, în stadiul de mecanism al planşeului;

L_Q — lucrul mecanic virtual al sarcinilor, în stadiul de mecanism al planşeului;

M — moment de rupere, pe unitatea de lăţime;

$\overset{1}{M}_{A1}$, $\overset{2}{M}_{A1}$ — momentele de rupere ale panoului A_1, pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii lungi, respectiv pe direcţia laturii scurte, ale planşeului *A*;

$\overset{1}{M}_{A2}$, $\overset{2}{M}_{A2}$ — momentele de rupere ale panoului A_2, pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii lungi, respectiv pe direcţia laturii scurte, ale planşeului *A*;

$\overset{1}{M}_{B1}$, $\overset{2}{M}_{B1}$ — momentele de rupere ale panoului B_1, pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii lungi, respectiv pe direcţia laturii scurte, ale planşeului *B*;

$\overset{1}{M}_{B2}$, $\overset{2}{M}_{B2}$ — momentele de rupere ale panoului B_2, pe unitatea de lăţime, pe direcţia laturii lungi, respectiv pe direcţia laturii scurte, ale planşeului *B*;

p — sarcina aplicată uniform distribuit pe unitatea de suprafaţă a fiecărui planşeu, la o anumită treaptă de încărcare;

p_u — sarcina aplicată uniform distribuit pe unitatea de suprafaţă a fiecărui planşeu, corespunzătoare stadiului de rupere;

q_u — sarcina totală de rupere $(g + p_u)$ uniform distribuită pe unitatea de suprafaţă a fiecărui planşeu;

q_{ui} — valoarea sarcinii totale de rupere pe unitatea de suprafaţă, determinată prin aproximaţii succesive, la treapta de calcul „i";

q_{ui}^{min} — valoarea minimum minimorum a sarcinii totale de rupere pe unitatea de suprafaţă, determinată prin aproximaţii succesive, la treapta de calcul „i";

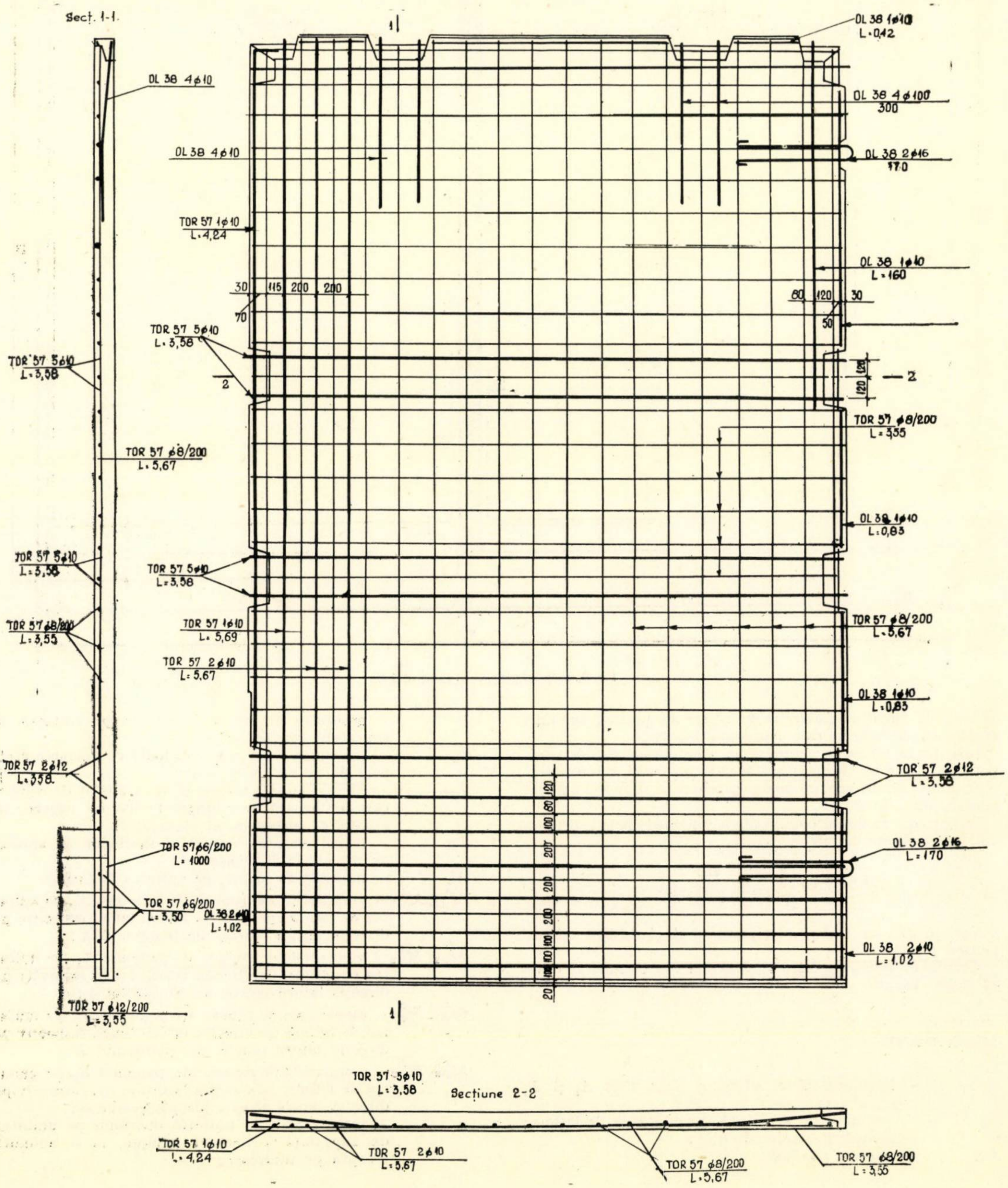
R_i — rezistenţa de rupere la compresiune din încovoiere a betonului;

x, y, z — parametrii mecanismului de rupere al fiecărui planşeu;

x_i, y_i, z_i — valorile parametrilor mecanismului de rupere al fiecărui planşeu, determinate prin aproximaţii succesive, la treapta de calcul „i";

α_i — raportul dintre parametrul y_i şi parametrul x_i $\left(\alpha_i = \frac{y_i}{x_i}\right)$;

Fig 3. Armarea panoului A$_1$


Sect. 1-1
1
DL 38 4ϕ10
DL 38 4ϕ10
TOR 57 1ϕ10 L=4,24
TOR 57 5ϕ10 L=3,58
TOR 57 ϕ8/200 L=5,67
TOR 57 5ϕ10 L=3,58
TOR 57 ϕ8/200 L=3,55
TOR 57 2ϕ12 L=3,58
TOR 57 ϕ6/200 L=1000
TOR 57 ϕ6/200 L=3,50
DL 38 2ϕ10 L=1,02
TOR 57 ϕ12/200 L=3,55
30 115 200 200
70
TOR 57 5ϕ10 L=3,58
2
TOR 57 5ϕ10 L=3,58
TOR 57 1ϕ10 L=5,69
TOR 57 2ϕ10 L=5,67
DL 38 1ϕ10 L=0,42
DL 38 4ϕ100 300
DL 38 2ϕ16 170
DL 38 1ϕ10 L=160
60 120 30
50
120 60
2
TOR 57 ϕ8/200 L=3,55
DL 38 1ϕ10 L=0,83
TOR 57 ϕ8/200 L=5,67
DL 38 1ϕ10 L=0,83
TOR 57 2ϕ12 L=3,58
DL 38 2ϕ16 L=170
DL 38 2ϕ10 L=1,02
120 60 100 207 200 200 100 100 100 20
1
TOR 57 5ϕ10 L=3,58
Secţiune 2-2
TOR 57 1ϕ10 L=4,24
TOR 57 2ϕ10 L=5,67
TOR 57 ϕ8/200 L=5,67
TOR 57 ϕ8/200 L=3,55

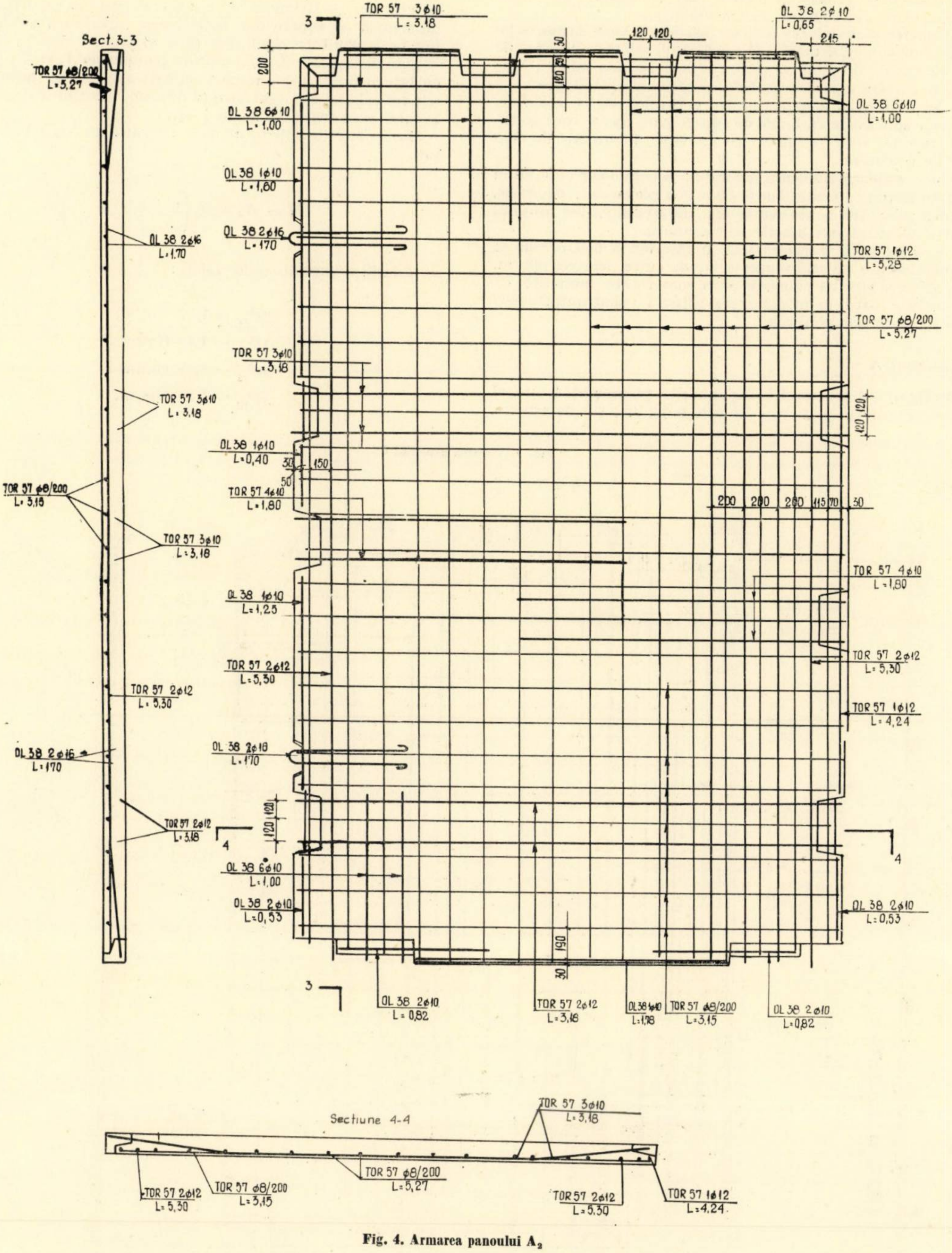

Sect. 3-3
TOR 57 ϕ8/200
L=5,27
OL 38 2ϕ16
L=1,70
TOR 57 3ϕ10
L=3,18
TOR 57 ϕ8/200
L=3,15
TOR 57 3ϕ10
L=3,18
TOR 57 2ϕ12
L=5,30
OL 38 2ϕ16
L=170
TOR 57 2ϕ12
L=3,18
3
TOR 57 3ϕ10
L=3,18
OL 38 2ϕ10
L=0,65
200
120
120
30
160
20
215
OL 38 6ϕ10
L=1,00
OL 38 1ϕ10
L=1,80
OL 38 2ϕ16
L=170
OL 38 6ϕ10
L=1,00
TOR 57 1ϕ12
L=5,28
TOR 57 ϕ8/200
L=5,27
TOR 57 3ϕ10
L=3,18
120
120
OL 38 1ϕ10
L=0,40
30
150
50
TOR 57 4ϕ10
L=1,80
200
200
200
115
70
30
TOR 57 4ϕ10
L=1,80
OL 38 1ϕ10
L=1,25
TOR 57 2ϕ12
L=5,30
TOR 57 2ϕ12
L=5,30
TOR 57 1ϕ12
L=4,24
OL 38 2ϕ16
L=170
120
120
4
4
OL 38 6ϕ10
L=1,00
OL 38 2ϕ10
L=0,53
OL 38 2ϕ10
L=0,53
190
30
3
OL 38 2ϕ10
L=0,82
TOR 57 2ϕ12
L=3,18
OL 38 1ϕ10
L=1,78
TOR 57 ϕ8/200
L=3,15
OL 38 2ϕ10
L=0,82
Secțiune 4-4
TOR 57 3ϕ10
L=3,18
TOR 57 ϕ8/200
L=5,27
TOR 57 2ϕ12
L=5,30
TOR 57 ϕ8/200
L=3,15
TOR 57 2ϕ12
L=5,30
TOR 57 1ϕ12
L=4,24

Fig. 4. Armarea panoului A_2

σ — procentul de armare;

σ_c — limita convențională de curgere a armăturii;

ξ_r — rezistența de rupere a armăturii;

ξ — raportul dintre parametrul x și lungimea a $\left(\xi = \frac{x}{a}, \text{ vezi fig. 7 și 11}\right)$;

ξ_i — valoarea coeficientului ξ, determinată prin aproximații succesive, la treapta de calcul „i";

IV. STUDIU TEORETIC

În cele ce urmează se aplică teoria liniilor de rupere [1] pentru determinarea valorilor teoretice ale sarcinilor de rupere ale planșeelor A și B.

În acest scop se utilizează următoarele ipoteze de calcul:

a) Planșeele sînt solicitate de sarcini uniform distribuite pe toată suprafața mărginită de muchiile interioare ale centurii de rezemare și de latura liberă a panourilor A_1 și B_1;

b) Reazemele planşeelor se presupun a fi formate de muchiile interioare ale centurii de rezemare.

c) Ruperea planşeelor se caracterizează prin transformarea lor în mecanisme, ca urmare a formării unui număr suficient de linii de rupere, de-a lungul cărora armătura este solicitată de eforturi unitare egale cu limita convenţională de curgere.

d) Se neglijează efectul ridicării colţurilor de pe reazeme, respectiv se admite că liniile de rupere care merg spre colţurile planşeelor sînt concurente cu muchiile interioare ale centurii de rezemare.

e) Se neglijează influenţa favorabilă a consolelor de 0,80 m lungime asupra capacităţii de rezistenţă a planşeelor, deoarece, datorită solicitării consolelor numai de greutatea lor proprie, această influenţă este practic neînsemnată.

f) Se admite că transformarea planşeelor în mecanisme se produce înainte de străpungerea lor de către peretele-pinten.

g) Se consideră că planşeele au o comportare monolită, cu alte cuvinte rostul de monolitizare asigură o continuitate perfectă a panourilor planşeelor.

1. Planşeul A

Din figurile 3 şi 4 rezultă că panourile planşeului *A* au fost armate neuniform pe fiecare din cele două direcţii de armare. De aceea, pe fiecare din aceste direcţii, momentul de rupere pe unitatea de lăţime a fost considerat egal cu raportul dintre momentul de rupere dat de întreaga armătură a panoului, împărţit prin întreaga lăţime a acestuia.

Este de menţionat că armăturile panourilor A_1 şi A_2, paralele cu latura lungă a planşeului, au fost aşezate pe primul rînd (rîndul cel mai apropiat de faţa întinsă), grosimea stratului de acoperire cu beton fiind de 1 cm.

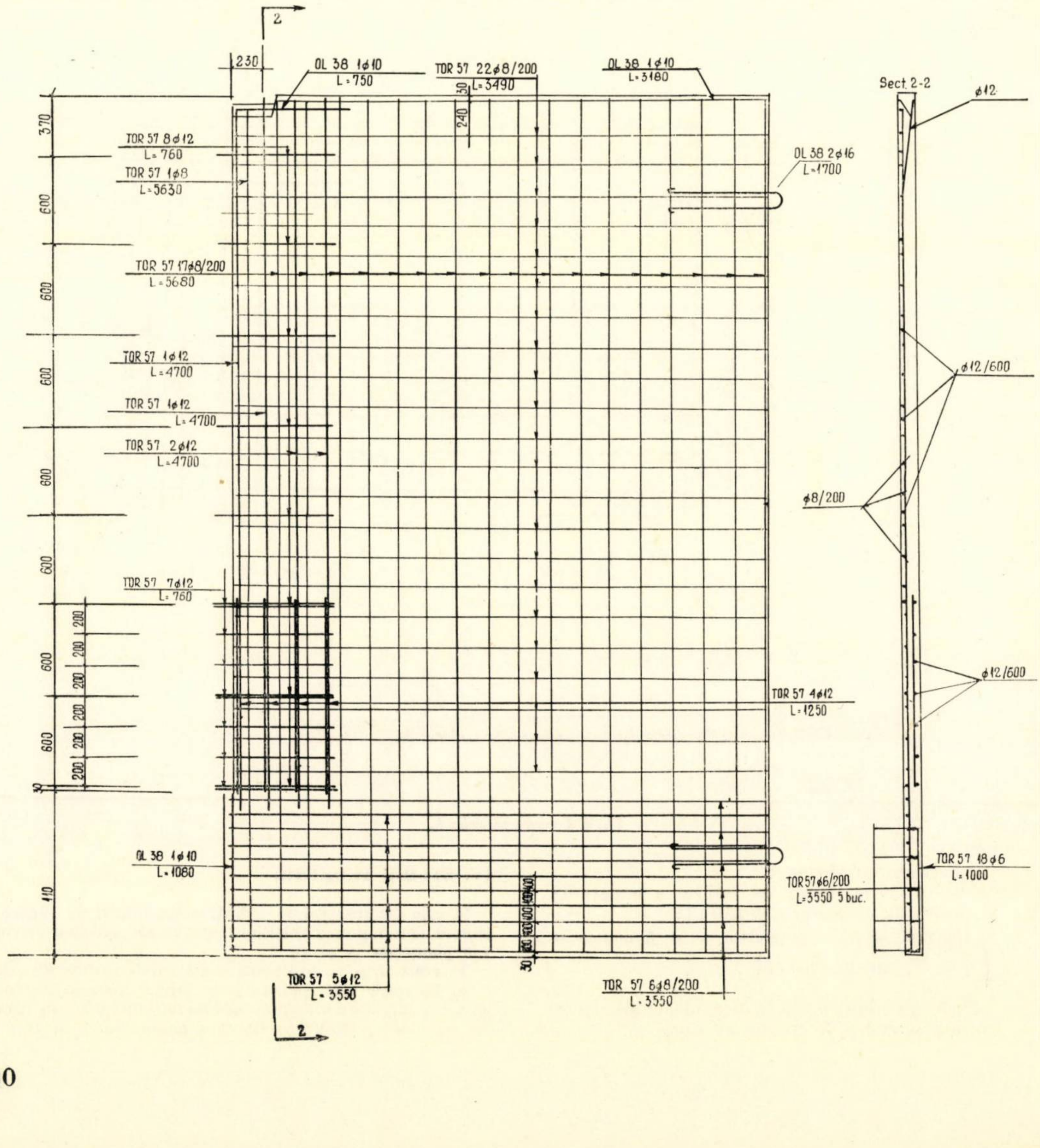
Momentele de rupere au fost determinate cu relaţia generală :

$$M = A_a \sigma_c h_0 \left(1 - 0,5\ \mu \frac{\sigma_c}{R_i}\right), \tag{2}$$

obţinîndu-se următoarele valori :

$$\begin{aligned} M^1_{A1} &= 1,77 \text{ tfm/m} \\ M^2_{A1} &= 1,17 \text{ tfm/m} \\ M^1_{A2} &= 1,35 \text{ tfm/m} \\ M^2_{A2} &= 1,50 \text{ tfm/m}. \end{aligned} \tag{3}$$

Fig. 5. Armarea panoului B_1


2
230
OL 38 1φ10
L=750
TOR 57 22φ8/200
L=3490
30
240
OL 38 1φ10
L=3180
Sect. 2-2
φ12
370
TOR 57 8φ12
L=760
TOR 57 1φ8
L=5630
OL 38 2φ16
L=1700
600
TOR 57 17φ8/200
L=5680
600
TOR 57 1φ12
L=4700
600
TOR 57 1φ12
L=4700
TOR 57 2φ12
L=4700
φ12/600
600
φ8/200
600
TOR 57 7φ12
L=760
200
200
200
200
200
600
600
φ12/600
TOR 57 4φ12
L=1250
30
OL 38 1φ10
L=1060
410
TOR 57 18φ6
L=1000
TOR57φ6/200
L=3550 5 buc.
400
400
400
400
400
30
TOR 57 5φ12
L=3550
TOR 57 6φ8/200
L=3550
2

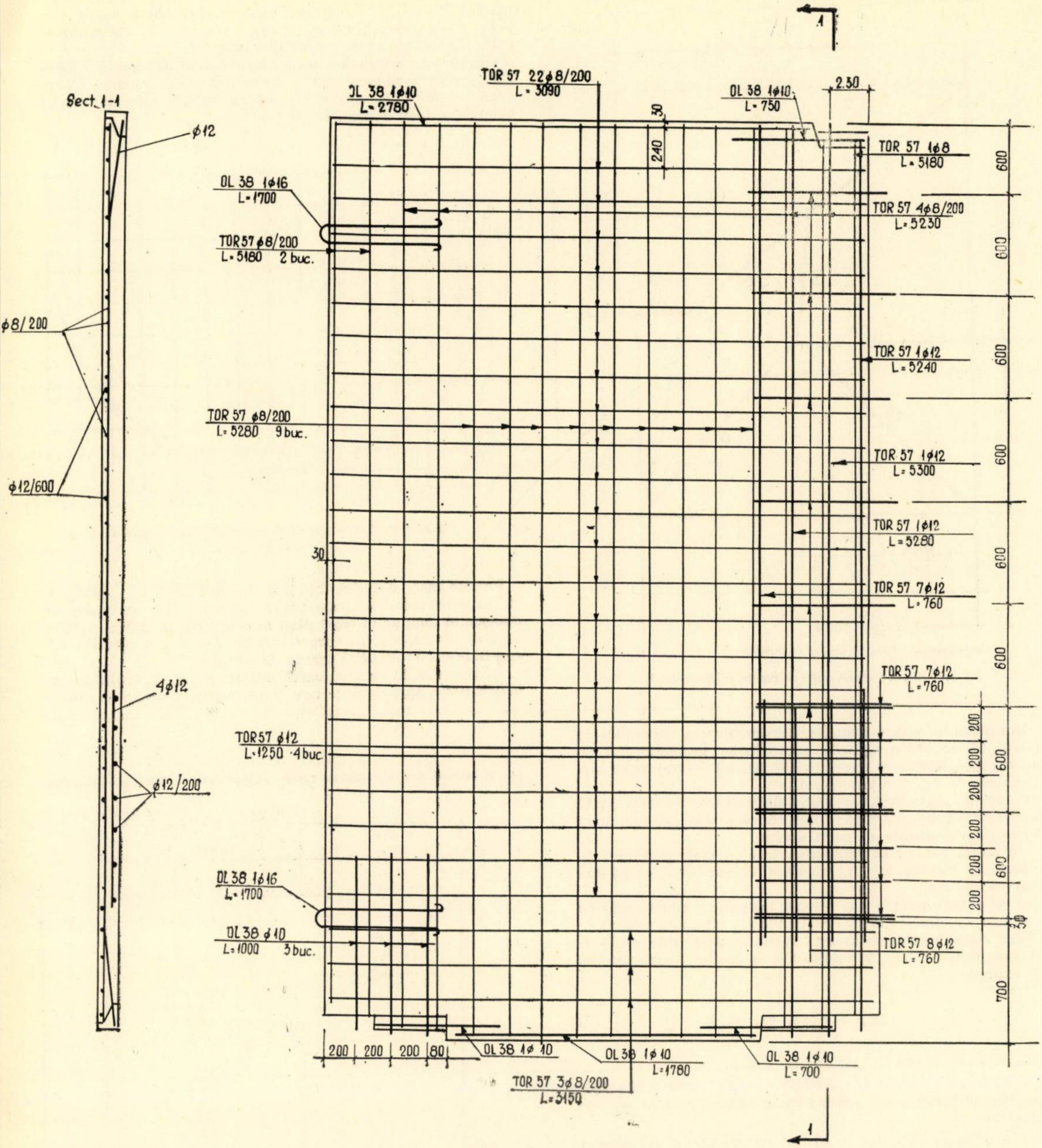

1
Sect. 1-1
φ12
OL 38 1φ16
L=1700
TOR57 φ8/200
L=5180 2 buc.
φ8/200
TOR 57 φ8/200
L=5280 9 buc.
φ12/600
30
4φ12
TOR57 φ12
L=1250 4 buc.
φ12/200
OL 38 1φ16
L=1700
OL 38 φ10
L=1000 3 buc.
OL 38 1φ10
L=2780
TOR 57 22φ8/200
L=3090
50
240
OL 38 1φ10
L=750
230
TOR 57 1φ8
L=5180
TOR 57 4φ8/200
L=5230
TOR 57 1φ12
L=5240
TOR 57 1φ12
L=5300
TOR 57 1φ12
L=5280
TOR 57 7φ12
L=760
TOR 57 7φ12
L=760
TOR 57 8φ12
L=760
600
600
600
600
600
600
200
200
200
200
200
200
600
600
50
700
200
200
200
80
OL 38 1φ10
OL 38 1φ10
L=1780
OL 38 1φ10
L=700
TOR 57 3φ8/200
L=3150
1

Fig. 6. Armarea panoului B_2

Schema mecanismului de rupere al planşeului este reprezentată în figura 7, în care x, y, z sînt parametrii care stabilesc poziţia liniilor de rupere. Această schemă reprezintă extinderea la planşeul cu perete-pinten a schemei mecanismului de rupere al planşeului fără perete-pinten, dată în lucrarea [2].

Ecuaţia generală de echilibru plastic al planşeului este

$$L_M + L_Q = 0, \tag{4}$$

în care lucrurile mecanice virtuale L_M şi L_Q depind de parametrii x, y şi z.

Din ecuaţia (4) rezultă

$$q_u = F(x, y, z), \tag{5}$$

unde funcţia $F(x, y, z)$ are o formă prea complicată pentru a putea fi redată în cadrul acestui studiu.

Conform teoremei cinematice din teoria plastică a structurilor, valorile reale ale parametrilor schemei mecanismului de rupere al unui planşeu se obţin din condiţiile de minimum ale sarcinii de rupere, şi anume :

$$\frac{\partial F}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial F}{\partial y} = 0, \quad \frac{\partial F}{\partial z} = 0. \tag{6}$$

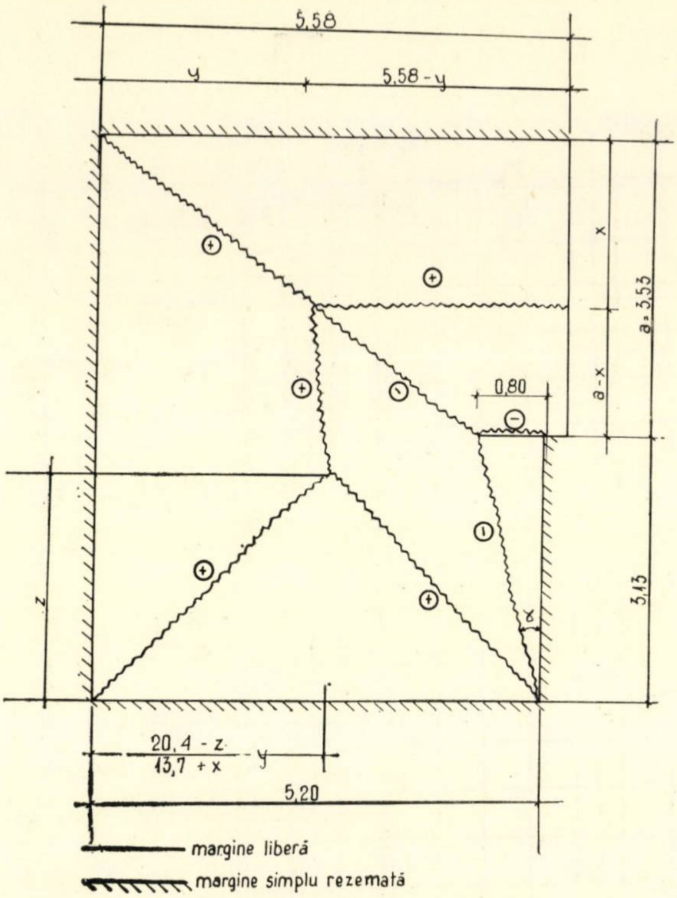


Fig. 7. Schema mecanismului de rupere al planşeului A

Din punct de vedere teoretic, prin rezolvarea sistemului de ecuaţii (6) se obţin valorile parametrilor mecanismului de rupere, care, introduse în relaţia (5), permit determinarea sarcinii reale de rupere a planşeului.

Pe de altă parte însă, rezolvarea directă a sistemului (6) este practic imposibilă, datorită formei complicate şi gradului mare al ecuaţiilor conţinute de acest sistem.

De aceea, pentru determinarea sarcinii reale (minime) de rupere, se recurge la un procedeu aproximativ, conţinînd următoarele etape :

a) Se admite pentru z o valoare iniţială z_1, considerată ca fiind foarte apropiată de cea reală. Fie q_{u1} mărimea sarcinii de rupere corespunzătoare acestei valori iniţiale. Prin efectuarea substituţiei $z = z_1$ în relaţia (5), se obţine pentru sarcina q_{u1} expresia

$$q_{u1} = F_1(x,\ y), \tag{7}$$

care depinde numai de parametrii x şi y.

b) Pentru fiecare valoare posibilă a parametrului y se stabilesc valorile sarcinii q_{u1} pentru toate valorile posibile ale parametrului x.

c) Pe o diagramă avînd în abscisă parametrul x, se trasează variaţia sarcinii q_{u1} pentru fiecare valoare a parametrului y, obţinîndu-se în acest fel o familie de curbe. Fiecare din aceste curbe admite un minimum al sarcinii q_{u1}. Locul geometric al acestor valori minime este o curbă care admite, la rîndul ei, un minimum, denumit minimum minimorum, notat cu q_{u1}^{min}, căruia îi corespund valorile x_1 şi y_1 ale parametrilor x şi y.

d) În relaţia (5) se fac substituţiile $x = x_1$ şi $y = y_1$, obţinîndu-se pentru sarcina de rupere o expresie depinzînd numai de parametrul z. Din condiţia de minimum a sarcinii de rupere aplicată expresiei de mai sus, rezultă pentru parametrul z valoarea z_2.

e) Se reiau operaţiile indicate la punctele (a) — (d), luîndu-se pentru z valoarea z_2 etc.

Prin procedeul iterativ descris mai sus se obţine seria de valori q_{u1}^{min}, q_{u2}^{min}, . . ., căreia îi corespund seriile de valori $x = x_1$, $y = y_1$, $z = z_1$; $x = x_2$, $y = y_2$, $z = z_2$; . . . , ale parametrilor mecanismului de rupere al planşeului.

Din punct de vedere teoretic, operaţia de stabilire a termenilor acestor serii încetează în momentul în care eroarea dintre două sarcini consecutive de rupere devine inferioară celei admise în mod curent, respectiv 3 %.

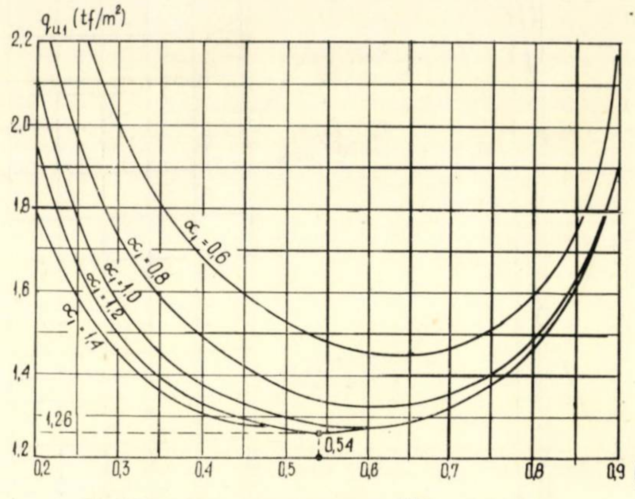
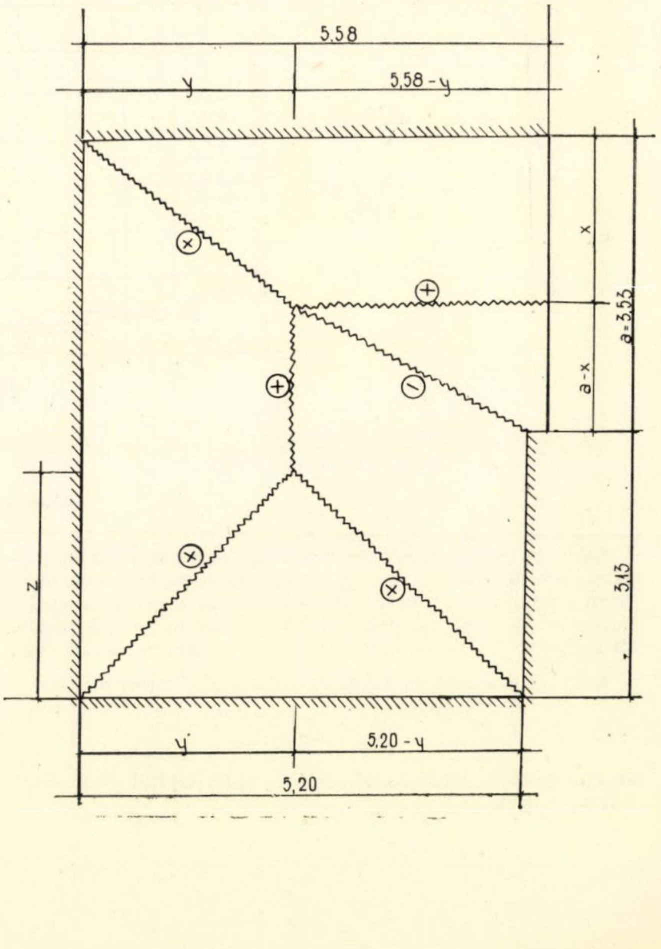


Fig. 8. Determinarea sarcinii de rupere q_{u1}^{min} la planşeul A

Practic însă, datorită faptului că erori pînă la ± 20 % în ce priveşte valorile parametrilor mecanismului de rupere al planşeului conduc la erori pînă la cel mult + 2,5 % asupra sarcinii de rupere [3], procedeul de calcul descris mai sus cuprinde cel mult două trepte de iteraţie.

În cazurile în care valoarea iniţială a parametrului z este suficient de apropiată de cea reală, respectiv abaterea dintre

Fig. 9. Schema mecanismului de rupere al planşeului A, fără peretele-pinten



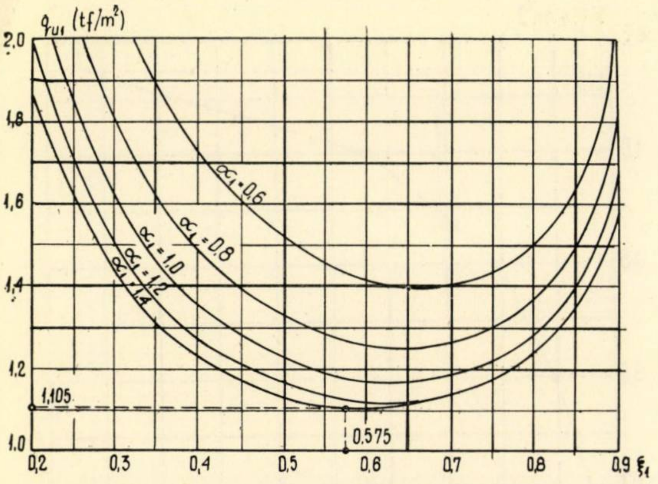


Fig. 10. Determinarea sarcinii de rupere q_{u1}^{min} la planşeul A, fără peretele-pinten

valorile z_1 şi z_2 nu depăşeşte ± 20 %, aplicarea procedeului se reduce doar la o singură treaptă de calcul.

În cazul planşeului A s-a considerat iniţial $z_1 = y_1$.

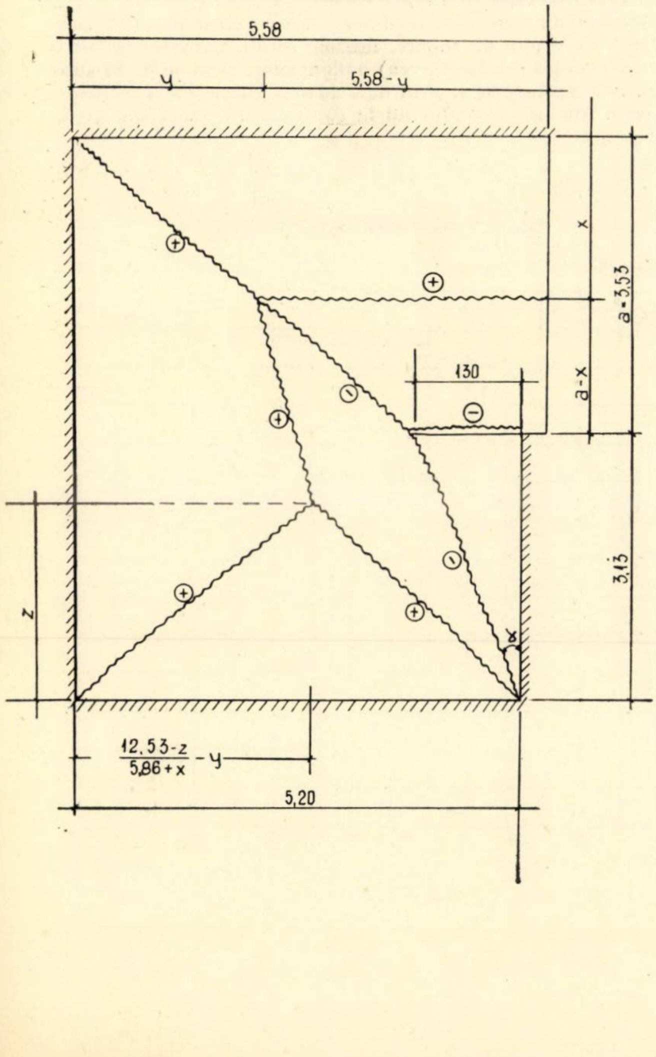
Pe baza rezultatelor obţinute prin aplicarea procedeului de calcul prezentat anterior, s-a trasat diagrama din figura 8. Curbele conţinute de această diagramă conduc la valorile:

$$q_{u1}^{min} = 1{,}26 \text{ tf/m}^2$$

$$\xi_1 = 0{,}54\,; \quad x_1 = 1{,}91 \text{ m} \tag{8}$$

$$\alpha_1 = 1{,}2\,; \quad y_1 = z_1 = 2{,}29 \text{ m.}$$

Fig. 11. Schema mecanismului de rupere al planşeului B



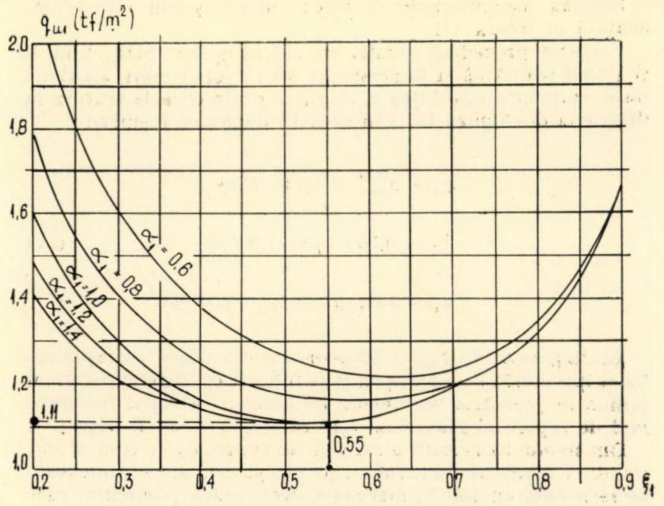


Fig. 12. Determinarea sarcinii de rupere q_{u1}^{min} la planşeul B

Deoarece calculele efectuate au arătat că variaţia parametrului z în jurul valorii $z_1 = y_1$ nu are influenţă sensibilă asupra capacităţii portante a planşeului, rezultă că sarcina teoretică de rupere a acestuia este

$$q_u = q_{u1}^{min} = 1{,}26 \text{ tf/m}^2. \tag{9}$$

Pentru stabilirea influenţei peretelui-pinten asupra capacităţii portante a planşeului A, s-a determinat separat sarcina de rupere în ipoteza absenţei acestui perete.

În această variantă, schema mecanismului de rupere al planşeului este dată în figura 9 [2].

Folosind acelaşi procedeu de calcul ca şi în cazul precedent şi admiţînd $z_1 = y_1$, s-a obţinut diagrama din figura 10, din care rezultă $q_u = 1{,}105$ tf/m².

În consecinţă, planşeul prevăzut cu perete-pinten are o capacitate de rezistenţă cu 14 % mai mare decît cea a planşeului care nu posedă acest perete.

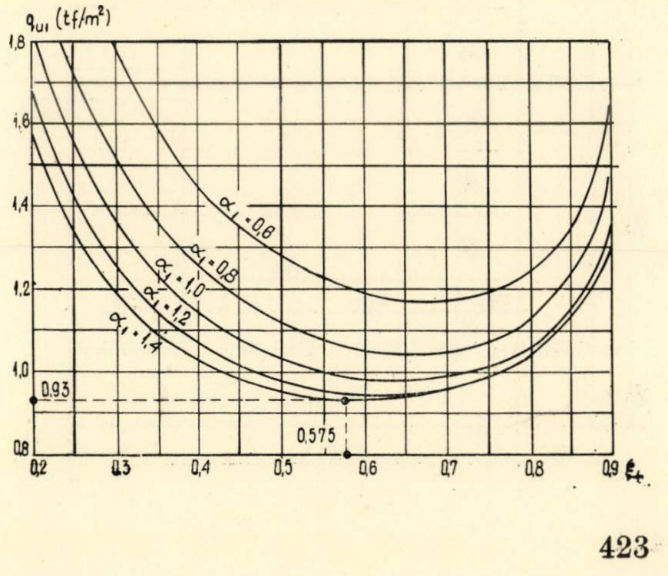
2. Planşeul B

Figurile 5 şi 6 arată că panourile planşeului B sînt, de asemenea, armate neuniform pe fiecare din direcţiile de armare.

Prin utilizarea procedeului aplicat planşeului A şi folosind relaţia (2), s-au obţinut următoarele momente de rupere:

$$\begin{aligned} M_{B1}^{1} &= 1{,}38 \text{ tfm/m} \\ M_{B1}^{2} &= 1{,}31 \text{ tfm/m} \\ M_{B2}^{1} &= 0{,}94 \text{ tfm/m} \\ M_{B2}^{2} &= 1{,}37 \text{ tfm/m.} \end{aligned} \tag{10}$$

Fig. 13. Determinarea sarcinii de rupere q_{u1}^{min} la planşeul B, fără peretele-pinten



Schema mecanismului de rupere al planşeului este reprezentată în figura 11.

Folosind procedeul iterativ de calcul aplicat planşeului A şi ţinînd seamă că şi în acest caz nu se comit erori sensibile dacă se admite egalitatea $z_1 = y_1$, se obţin curbele trasate în diagrama din figura 12. Din această diagramă rezultă :

$$q_u = q_{u1}^{min} = 1{,}11 \text{ tf/m}^2$$

$$\xi_1 = 0{,}55 \; ; \; x_1 = 1{,}94 \text{ m} \qquad (11)$$

$$\alpha_1 = 1{,}0 \; ; \; y_1 = z_1 = 1{,}94 \text{ m.}$$

În diagrama din figura 13 s-au trasat curbele corespunzătoare ipotezei în care planşeul B ar fi lipsit de aportul peretelui pinten la preluarea sarcinilor. În această situaţie, mecanismul de rupere al planşeului este cel reprezentat în figura 9.

Din figura 13 rezultă o sarcină de rupere $q_u = 0{,}93$ tf/m², respectiv planşeul prevăzut cu perete-pinten are o capacitate de rezistenţă cu 19,5 % mai mare decît cea a planşeului care nu posedă acest perete.

V. STUDIU EXPERIMENTAL

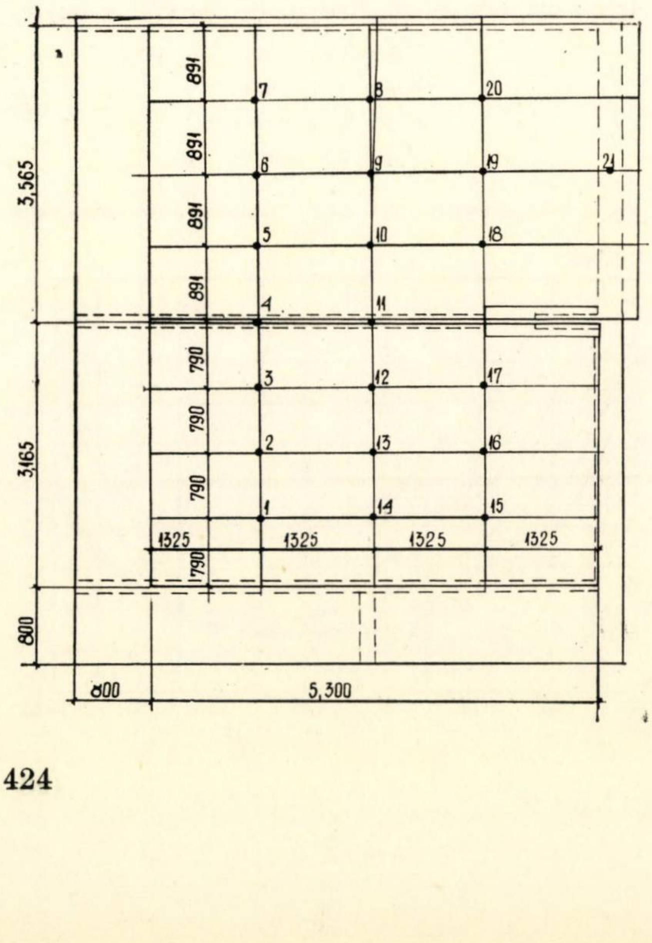
Fiecare din cele două planşee a fost încărcat pînă la rupere cu sarcini distribuite uniform pe suprafaţa delimitată de muchiile interioare ale centurii de rezemare şi de latura liberă a panoului A_1, respectiv B_1. Această operaţie s-a efectuat prin aşezarea pe suprafeţele planşeelor a unor greutăţi de fontă de 25, 50, 75, 100 şi 200 kgf, precum şi de saci de nisip de 50 kgf.

Pentru măsurarea săgeţilor, la faţa inferioară a planşeelor au fost instalate 21 fleximetre cu precizia de 1/10 mm, poziţia şi numărul lor de ordine fiind indicate în figura 14.

În figurile 15 şi 16 sînt redate variaţiile săgeţilor planşeelor A şi B, corespunzătoare punctului 10 (fig. 14), în care aceste săgeţi au avut valorile cele mai mari.

Primele fisuri au fost observate la treapta de încărcare $p = 600$ kgf/m² în cazul planşeului A şi la treapta de încărcare $p = 800$ kgf/m² în cazul planşeului B.

Fig. 14. Poziţia şi numerotarea fleximetrelor



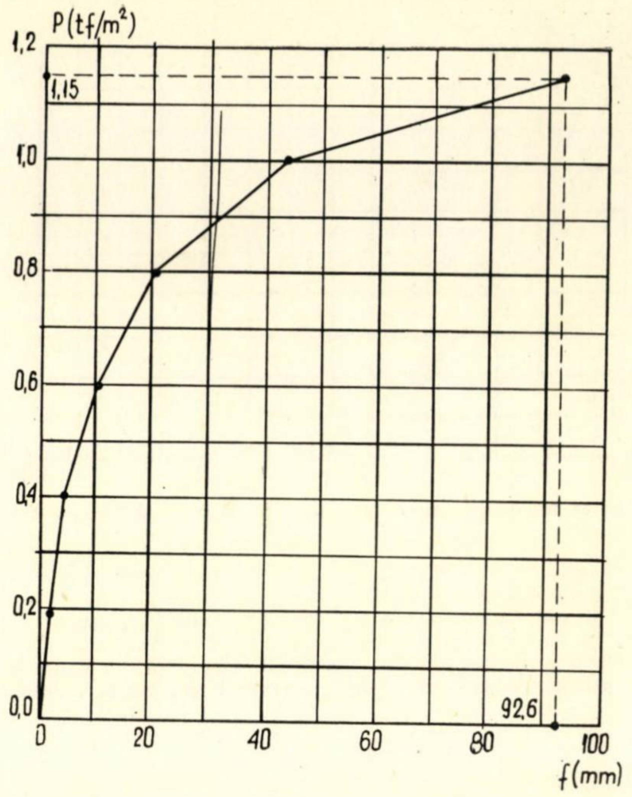
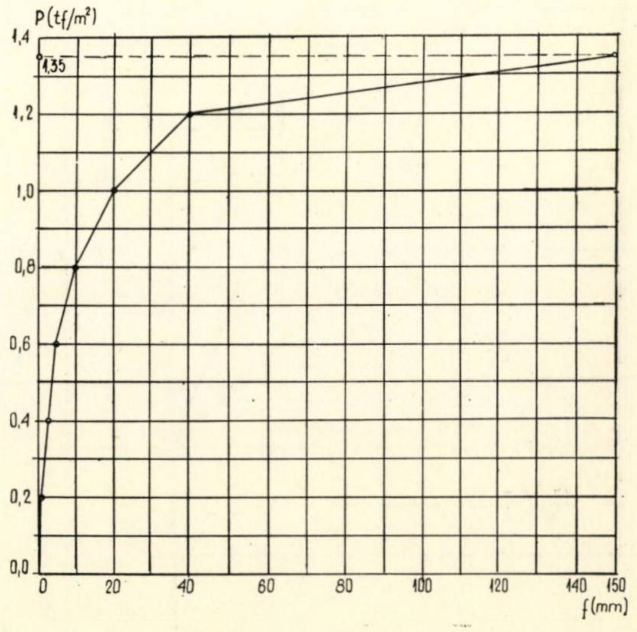


Fig. 15. Variaţia săgeţii maxime la planşeul A

Încărcarea s-a făcut pînă la valoarea $p_u = 1\,150$ kgf/m² la planşeul A, respectiv pînă la valoarea $p_u = 1\,350$ kgf/m² la planşeul B cînd, în ambele cazuri, s-a produs străpungerea planşeelor de către pereţii-pinten. Acest moment a fost considerat ca stadiu de rupere, întrucît el s-a caracterizat prin ruperea locală (străpungerea) a planşeelor, prin mărirea substanţială a săgeţilor şi prin deschiderea puternică a fisurilor, aceasta din urmă conducînd la conturarea mecanismelor de rupere.

Fig. 16. Variaţia săgeţii maxime la planşeul B



În figurile 17 şi 18 sînt redate aspectele feţelor inferioare ale planşeelor A şi B în momentul ruperii. În aceste figuri sînt trasate, punctat, liniile de rupere pozitive obţinute pe cale teoretică. Această suprapunere pune în evidenţă concordanţa dintre modul real de rupere a planşeelor şi modul schematic de rupere furnizat de teoria liniilor de rupere.

La descărcare, pe suprafeţele superioare ale planşeelor nu s-a observat existenţa celor două linii de rupere negative care apar în schemele mecanismelor teoretice de rupere (fig. 7 şi 11). Această absenţă se explică prin faptul că, în vecinătatea stadiului de rupere, planşeele s-au ridicat de pe o mare porţiune a peretelui-pinten, rezemînd doar pe o zonă limitată, situată în jurul vîrfului acestui perete.

Sarcinile experimentale de rupere au fost $q_u = 1.410$ kgf/m^2 la planşeul A şi $q_u = 1\ 610$ kgf/m^2 la planşeul B.

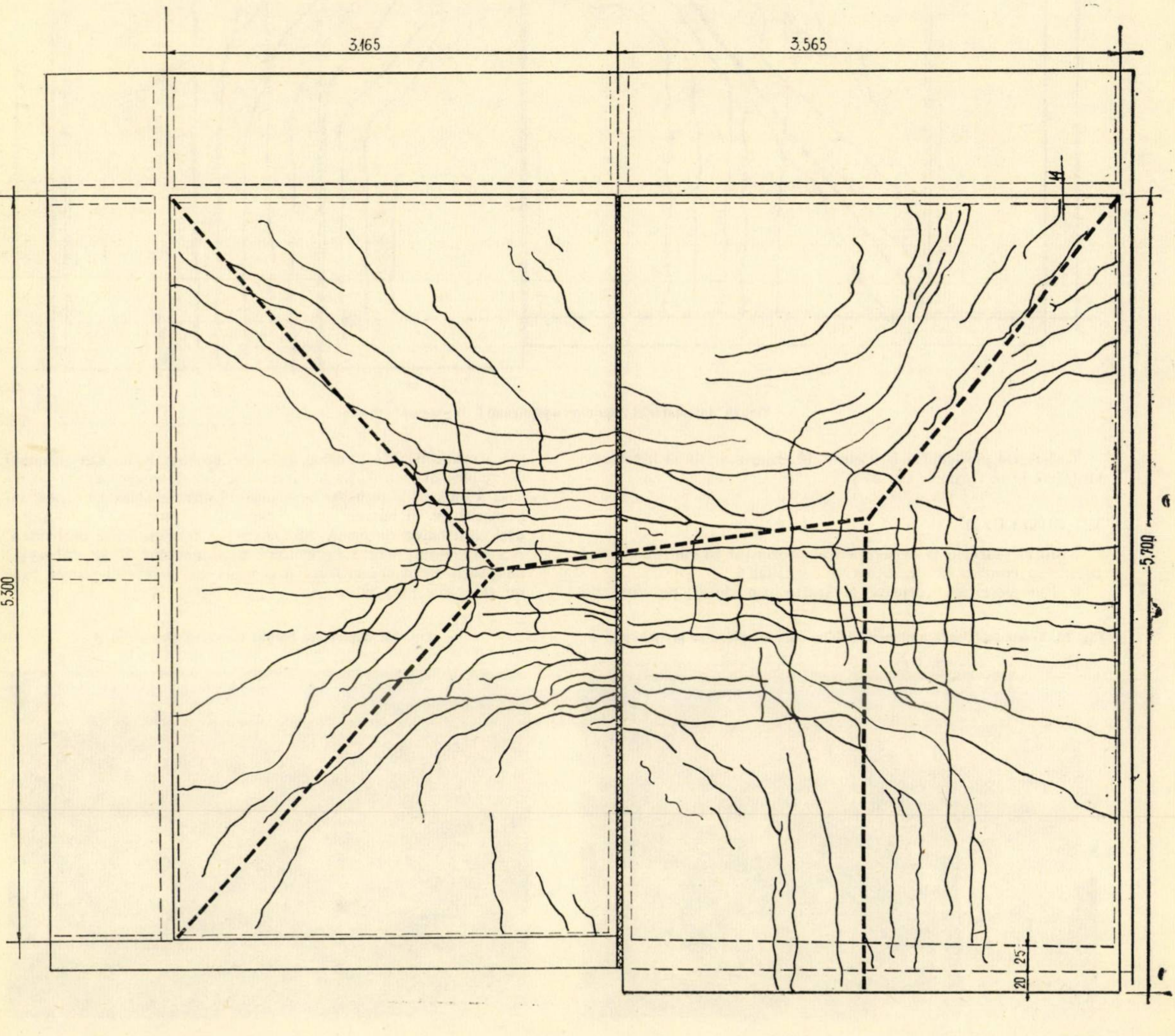
Se observă că deşi momentele de rupere ale planşeului A au fost mai mari decît cele ale planşeului B, totuşi sarcina experimentală de rupere a primului planşeu a fost mai mică decît cea a celui de al doilea planşeu. Acest rezultat se explică prin faptul că peretele-pinten al planşeului B a fost mai lung şi mai gros decît cel al planşeului A, contribuind în acest fel la sporirea capacităţii de rezistenţă a planşeului B în raport cu planşeul A. Această contribuţie favorabilă s-a manifestat prin întîrzierea momentului de străpungere a planşeului B de către peretele-pinten, ca urmare a lungimii şi grosimii mai mari ale acestui perete.

Faţă de rezultatele calculului teoretic, sarcina experimentală de rupere a fost mai mare decît cea calculată, cu 12% la planşeul A şi cu 45% la planşeul B. Diferenţa mare dintre aceste procente se explică prin străpungerea prematură a planşeului A de către peretele-pinten, înainte ca planşeul să se rupă prin transformarea lui în mecanism.

În cazul planşeului B, străpungerea lui a avut loc suficient de aproape de momentul transformării lui în mecanism. Aceasta a făcut ca armătura intersectată de liniile de rupere să lucreze cu eforturi unitare apropiate de rezistenţa de rupere a oţelului, rezultatul fiind obţinerea unei capacităţi portante substanţial mai mari decît cea furnizată de teoria liniilor de rupere. Acest fenomen este specific plăcilor armate cu oţeluri fără palier de curgere, cu procente de armare relativ mici, el fiind de asemenea remarcat anterior în cadrul altor lucrări experimentale [4], [5].

Experimentările efectuate au pus în evidenţă comportarea bună a rosturilor de monolitizare, care au asigurat conlucrarea panourilor planşeelor. Ca şi în cazul studiului precedent [5], s-a constatat şi de această dată că rosturile de monolitizare nu au influenţă asupra capacităţii portante a planşeelor, întrucît nici o linie de rupere nu se formează de-a lungul lor.

Fig. 17. Aspectul feţei inferioare a planşeului A, în stadiul de rupere



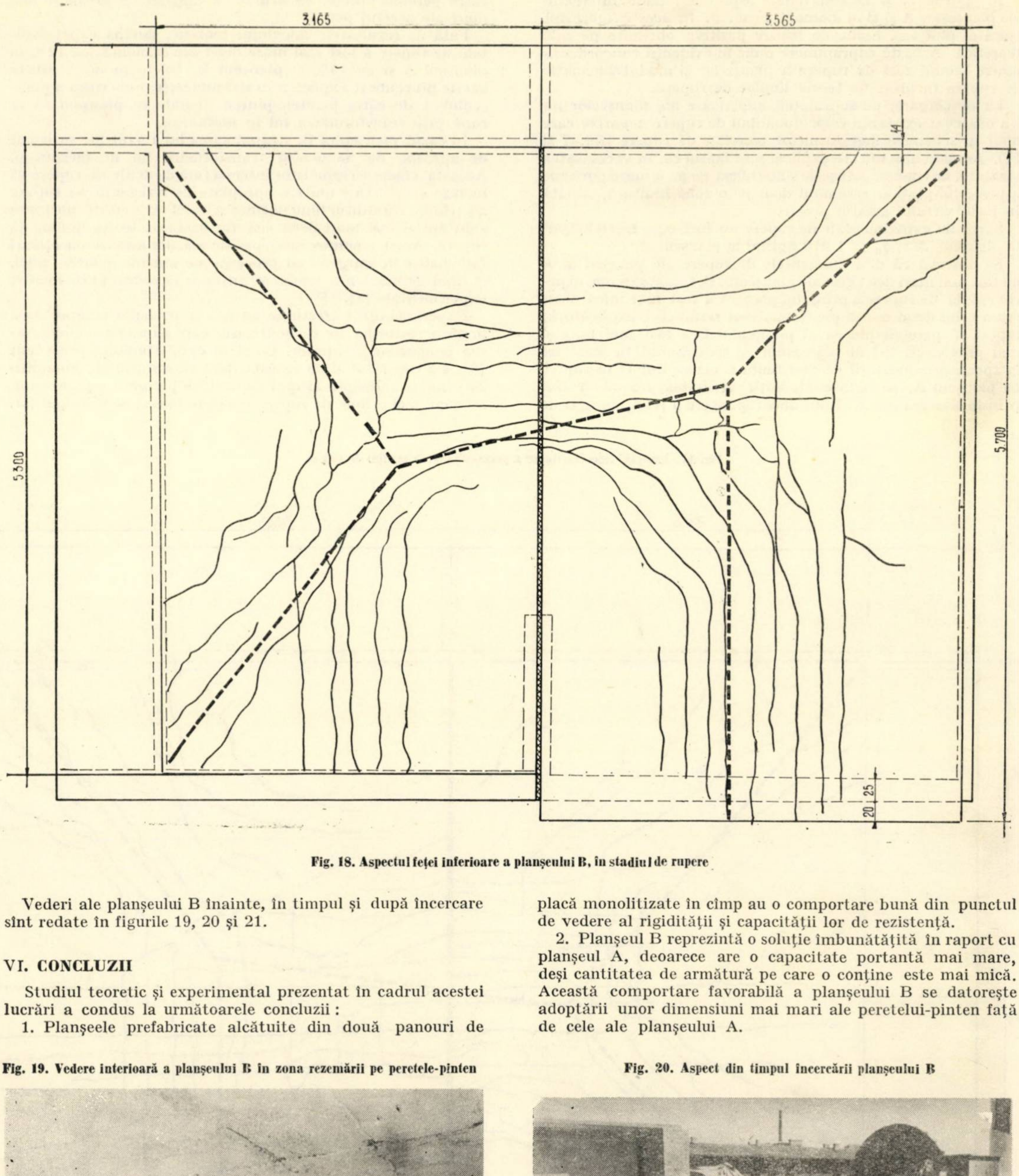


Fig. 18. Aspectul feţei inferioare a planşeului B, în stadiul de rupere

Vederi ale planşeului B înainte, în timpul şi după încercare sînt redate în figurile 19, 20 şi 21.

VI. CONCLUZII

Studiul teoretic şi experimental prezentat în cadrul acestei lucrări a condus la următoarele concluzii :

1. Planşeele prefabricate alcătuite din două panouri de placă monolitizate în cîmp au o comportare bună din punctul de vedere al rigidităţii şi capacităţii lor de rezistenţă.

2. Planşeul B reprezintă o soluţie îmbunătăţită în raport cu planşeul A, deoarece are o capacitate portantă mai mare, deşi cantitatea de armătură pe care o conţine este mai mică. Această comportare favorabilă a planşeului B se datoreşte adoptării unor dimensiuni mai mari ale peretelui-pinten faţă de cele ale planşeului A.

Fig. 19. Vedere interioară a planşeului B în zona rezemării pe peretele-pinten

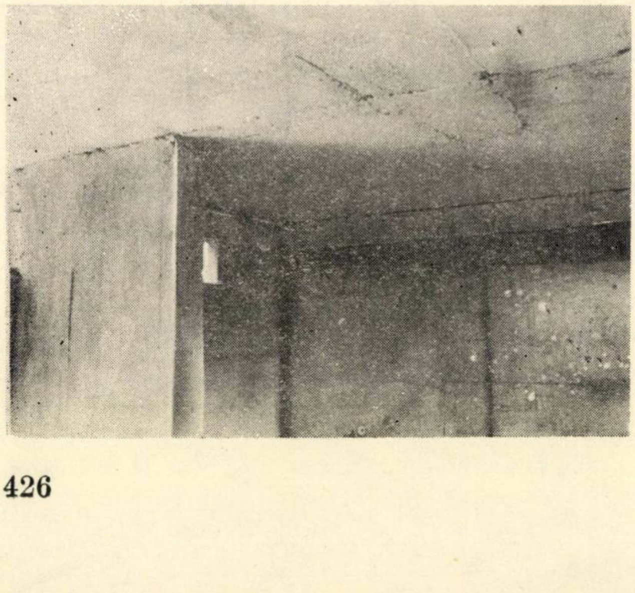
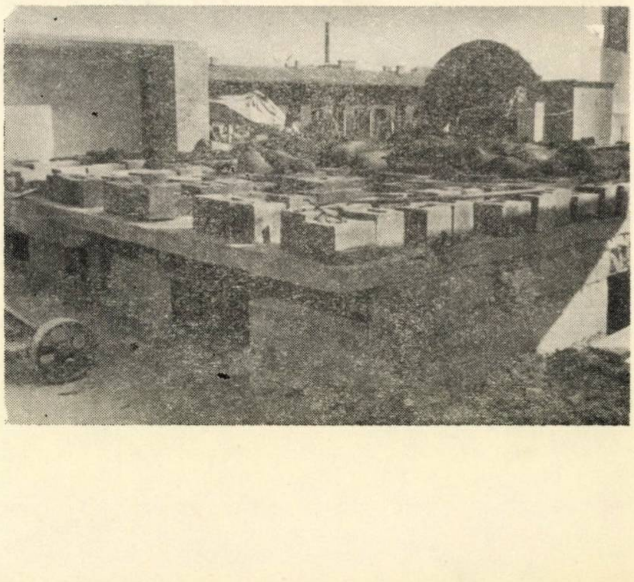


Fig. 20. Aspect din timpul încercării planşeului B



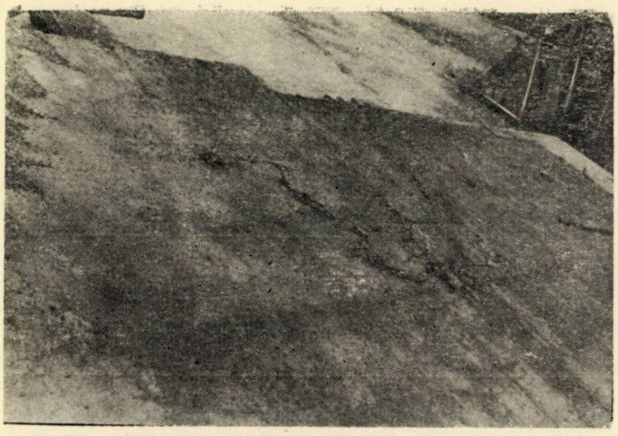


Fig. 21. Străpungerea planşeului B în dreptul peretelui-pinten (vedere de sus)

3. Experienţele efectuate au demonstrat încă o dată aplicabilitatea teoriei liniilor de rupere la planşeele armate cu oţeluri fără palier de curgere, atît timp cît procentele de armare nu depăşesc o anumită limită. Această concluzie este justificată de faptul că, pentru ambele planşee, teoria liniilor de rupere a condus la sarcini de rupere inferioare celor obţinute pe cale experimentală.

★

Autorii mulţumesc colegului ing. A. Pîrvu pentru colaborarea sa la pregătirea şi desfăşurarea lucrărilor experimentale.

Bibliografie

[1] Johansen K. W. : *Yield-line Theory*. London, Cement and Concrete Association, 1962.

[2] Pannell F. N. : *Design of rectangular plates with banded orthotropic reinforcement*. Concrete and Constructional Engineering, Nr. 10, 1966.

[3] Petcu V. : *Mecanisme de rupere exacte şi aproximative în calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Nr. 3, 1966.

[4] Petcu V., Stănculescu G. : *Comportarea în domeniul plastic a plăcilor patrate de beton armat*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, Nr. 7/1967.

[5] Soare M., Petcu V. : *Studiul teoretic şi experimental al unor plăci dreptunghiulare de beton, armate cu oţel de rezistenţă superioară*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, Nr. 11, 1966.

9f 188/6 p
LEFORDITVA

O instalaţie de încălzire centrală monotubulară realizată în oraşul Ploieşti

Ing. H. Busuioc, ing. V. Mayer
T.R.C. Ploieşti

1. INTRODUCERE

Cea mai eficientă cale pentru mărirea productivităţii muncii în instalaţii constă în sporirea gradului de prefabricare. În timp ce în tehnica sanitară s-au realizat pînă acum aşa-numitele „noduri sanitare", care au transferat în atelier mai mult de 50% din manopera ce se consuma mai înainte pentru prelucrarea ţevilor, în domeniul tehnicii încălzirii, prefabricarea s-a dezvoltat cu greutate şi cu succese parţiale.

Aceasta se datorează în primul rînd sistemului de încălzire în genere adoptat la locuinţe (bitubular cu distribuţie inferioară), care este puţin prefabricabil, şi în al doilea rînd, lipsei de precizie cu care se execută lucrările de construcţii.

Pînă acum în tehnica încălzirii din ţara noastră s-au folosit diverse scheme (cu distribuţie superioară, inferioară), dar toate pe principiul bitubular.

Acest sistem creează în primul rînd dificultăţi în prefabricarea legăturilor la radiatoare, deoarece ele trebuie realizate ori prin curbarea legăturii, pentru a trece peste coloana verticală, ori prin curbarea coloanei verticale pentru a trece peste legătură. Pe lîngă aceasta, sistemul bitubular face ca radiatorul să depindă de două ţevi paralele montate perpendicular pe alte două ţevi paralele (coloanele), ceea ce necesită o precizie deosebită în execuţia prefabricatului şi în montajul lui.

În majoritatea soluţiilor de prefabricate adoptate pînă în prezent, în afara pieselor de îmbinare montate pe coloanele verticale, se mai pun mufe stînga-dreapta pe legături, care la rîndul lor se fac din 2—3 tronsoane de ţeavă (fig. 1).

Acest volum de muncă depus asupra ţevilor de racordare a radiatoarelor la coloane ridică şi preţul de cost al lucrării.

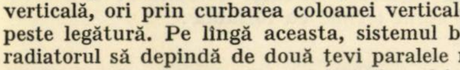


Fig. 1

Manopera plătită pentru confecţionarea unui metru de legătură la coloană depăşeşte manopera pentru confecţionarea coloanei, deşi dimensiunea ţevii este de 1/2″ faţă de dimensiunea coloanelor care variază de la 3/4″—1,1/4″.

În adoptarea unei soluţii de încălzire centrală a devenit însă necesar să se ia în consideraţie, pe lîngă cerinţele de ordin tehnic şi estetic, şi latura economică, îmbinată cu posibilitatea reducerii maxime a timpului de execuţie la şantier.

Pe această linie, sistemul de încălzire care prezintă numărul cel mai mare de avantaje este sistemul monotubular, deoarece :

— permite prefabricarea totală a instalaţiilor de încălzire, punînd dificultăţi minime la montaj ;

— elimină operaţiile dificile şi scumpe de manoperă din şantier (sudarea, tăierea etc.) ;

— reduce consumul de metal prin reducerea lungimii ţevilor montate (tabela 1) ;

— reduce numărul de repere consumat de instalator, deoarece utilizează în majoritatea cazurilor ţevi de 3/4″ şi 1″, eliminînd ţeava de 1/2″, pe care uzinele producătoare o laminează mai greu.

Sistemul monotub preocupă de mai mulţi ani pe specialiştii din diverse ţări în domeniul încălzirii centrale. Au fost adoptate mai multe variante, printre care enumerăm sistemul de distribuţie de etaj şi aerisire individuală, sistemul scandinav cu palete, sistemul Taco cu ajutaj de absorbţie, sisteme cu robinete avînd 3 căi etc.

Au fost utilizate, de asemenea, instalaţii monotubulare fără robinete de radiator (în Polonia de exemplu) sau cu convectoare şi reglaj prin clapetă.

Sistemul cel mai uşor de aplicat imediat este cel cu robinet pe conducta de scurt-circuitare sau cel fără robinet (fig. 2).

Acest sistem are următoarele avantaje :

— Face posibilă asamblarea în atelier a radiatorului cu coloana de scurt-circuitare şi robinetul său, deci realizează prefabricarea în acea parte a instalaţiei unde se înglobează circa 60% din manopera totală.

— Organele de închidere folosite se fabrică în producţia noastră.

Tabela 1

Comparaţie între sistemul de încălzire monotub şi bitub pentru 20 apartamente

	1. Valoare deviz		2. consum metal în ţevi		3. consum metal în radiatoare		4. Consum total metal		5. consum total manoperă
	lei	%	kgr	%	kgr	%	kgr	%	%
6. Bitub	55 090	100	1 550	100	4 350	100	5 900	100	100
7. Monotub radiatoare	44 660	81	1 115	74,5	3 450	79	4 565	77,5	82
8. Monotub radiatoare + panouri din beton	39 000	70,5	1 115	74,5	2 460	56,5	3 575	60,5	82

— A eliminat robinetul colţar şi o dată cu el curba necesară montării lui, care în general cerea ajustări la şantier.

— Faptul că radiatoarele sînt legate în serie dă posibilitatea unui reglaj realizat încă din calcul, în funcţie de pierderile de căldură ale fiecărei încăperi.

— Greşelile de execuţie şi forţa gravitaţională nu mai influenţează funcţionarea radiatoarelor, în special a celor de la parter. Se elimină astfel necesitatea primului reglaj al robinetului şi cu aceasta robinetul de dublu reglaj.

Blocul experimental pentru care a fost proiectată şi executată instalaţia de încălzire monotubulară este amplasat în ansamblul de blocuri Ploieşti-Nord şi are numărul 119.

El este alimentat cu căldură din centrala termică CT7 prevăzută cu cazane tip Monotehnica. Centrala produce apă caldă la 95—75° (fig. 3).

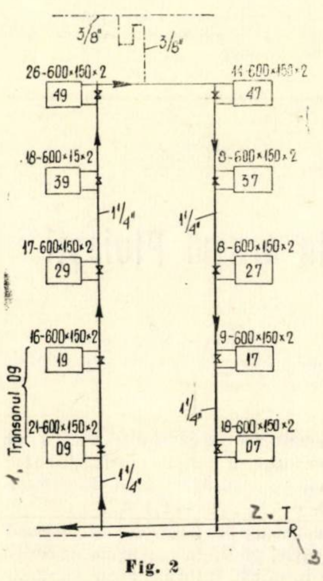

3/8"
3/8"
26-600×150×2
49
44-600×150×2
47
18-600×15×2
39
8-600×150×2
37
1¼"
1¼"
17-600×150×2
29
8-600×150×2
27
16-600×150×2
19
9-600×150×2
17
1. Tronsonul 09
21-600×150×2
09
1¼"
18-600×150×2
07
1¼"
2. T
R
3.

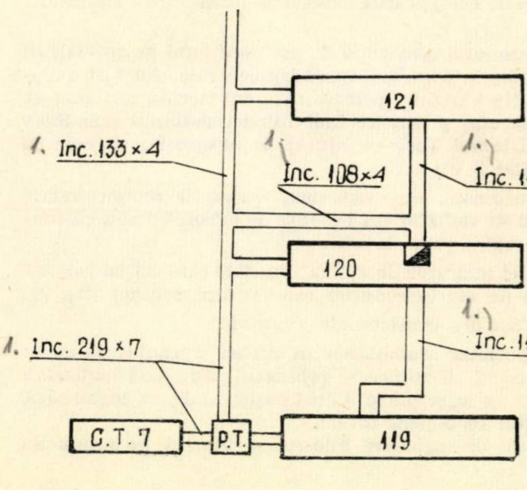
Fig. 2

2. CALCULUL INSTALAŢIEI MONOTUBULARE

Instalaţiile monotubulare cu bypass se calculează ţinînd seamă de caracteristica sistemului de încălzire adoptat.

Pentru instalaţiile cu apă supraîncălzită, ecartul de temperatură între intrarea şi ieşirea apei este de circa 40°(110—70).

Fig. 3


121
1. Inc. 133 × 4
1. Inc. 108×4
1. Inc. 114 ×4
120
1. Inc. 114 × 4
1. Inc. 219 × 7
C.T. 7
P.T.
119

În cazul experimentat, centrala termică produce apă caldă la parametrii 95—75°, ceea ce limitează la zece numărul maxim de radiatoare ce pot fi alimentate. Distribuţia agentului termic în clădire s-a putut face numai prin subsol, deoarece o distribuţie superioară ar fi cerut cheltuieli mai mari cu mascarea conductelor.

Distribuţia s-a făcut în sistem Tickelmann, pentru a se obţine un reglaj mai bun al coloanelor (fig. 4).

În consecinţă s-a ales sistemul de distribuţie inferior cu o coloană monotub la care sînt racordate 10 radiatoare (aşa-numitul sistem în π) (fig. 5).

Proiectarea schemei coloanelor s-a făcut urmărindu-se cuplarea a cinci radiatoare cu cinci registre din ţeavă, cu sensul de trecere determinat astfel încît apa să circule în radiatoare de sus în jos, în echicurent cu sensul natural al apei ce se răceşte.

Calculul s-a făcut considerîndu-se toate circuitele de bypass închis, cu alte cuvinte pentru cantitatea de căldură maximă ce se poate obţine din instalaţie.

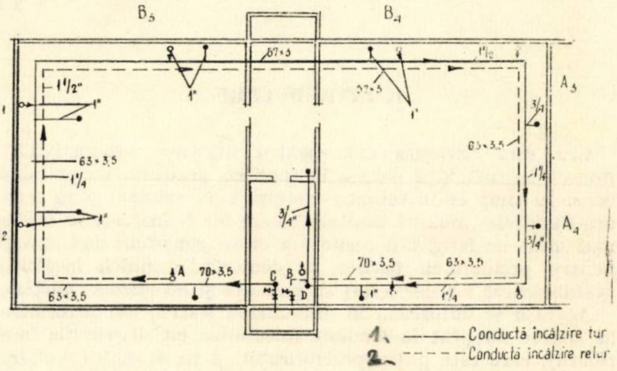

B5
B4
57×5
1½
1½"
A1
1"
1"
57×5
1"
A3
3/4
63×3,5
63×3,5
1¼
1¼
3/4"
A2
1"
A4
3/4"
A
70×3,5
C
B
D
70×3,5
63×3,5
63×3,5
1"
1¼
1. Conductă încălzire tur
2. Conductă încălzire retur

Fig. 4

Calculul instalaţiei s-a făcut în următoarele etape :

1. Calculul pierderilor de căldură efectuat după metodele cunoscute.

2. Determinarea încărcării fiecărei coloane şi stabilirea debitului orar de agent termic cu formula :

$$G = \frac{\Sigma Q}{c\,\Delta t} \text{ (litri/oră)} \qquad (I)$$

unde :

G este debitul de apă caldă în l/h ;

ΣQ — suma pierderilor de căldură ce trebuie acoperite de corpurile de încălzire ;

Δt — diferenţa de temperatură între intrarea şi ieşirea apei din coloana calculată ;

c — căldura specifică a apei.

3. Dimensionarea coloanei monotub, astfel ca suma pierderilor pe coloană să nu depăşească pierderea de presiune admisibilă.

4. Calculul corpurilor de încălzire, în funcţie de debitul de căldură necesar şi de corecţiile respective, cu formula :

$$\frac{Q}{K^1 \Delta \theta} \quad (\overline{II})$$

unde :

S este suprafaţa de încălzire a radiatorului ;

$K^1 = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_4 \, K$; $(\overline{III})$

β_1 — coeficientul de corecţie pentru transmisia căldurii radiatorului în funcţie de temperatura camerei ;

β_2 — coeficient care ţine seamă de cantitatea de agent termic care trece prin radiator raportat la debitul nominal : $g = 17$ kg/m²h ;

β_3 — coeficient care ţine seamă de rezistenţa suplimentară ce apare în radiator cînd apa circulă de jos în sus din cauza fenomenului de termosifon ;

β_4 — coeficient care ţine seamă de numărul de elemente de radiator ale unui corp de încălzire.

$$\Delta\theta = t_m - t_i \quad (\overline{IV})$$

unde :

t_m este temperatura medie a apei din radiator ;
t_i — temperatura încăperii.

Considerînd de exemplu coloana din figura 2, calculul se desfăşoară după cum urmează (tabela 2) :

În coloana 1 se notează numărul camerei, respectiv al radiatorului ce urmează a fi dimensionat, în ordinea în care fluidul încălzitor parcurge instalaţia. Deci, prin primele cinci radiatoare fluidul trece de jos în sus, prin următoarele de sus în jos.

În coloana 2 se trec pierderile de căldură calculate conform STAS 1907—52.

În coloana 3 se trece diametrul ţevii, calculat pentru trecerea debitului de apă G prin întreg circuitul, astfel ca viteza şi pierderea totală de presiune să se încadreze în limitele admise. Se propune pentru acest caz $\Delta t = 95° - 75° = 20°$C. Pentru exemplul dat $G = \frac{Q}{c\,\Delta t} = \frac{17\,070}{20} = 853$ kg apă/h. Pentru un diametru de 1,1/4″ se realizează $\Delta p = 267$ mm H_2O.

În coloana 4 se notează suma căldurii distribuite de fluid, pînă la intrarea în radiatorul calculat.

În coloana 5 se notează pierderea de temperatură a fluidului pînă la intrarea în radiatorul calculat. Ea este : $\Delta t_{cum} = \frac{\Sigma\, Q\, d}{G}$ unde $\Sigma\, Qd$ este suma căldurii distribuite de fluid (cifra din coloana 4), împărţită la debitul de apă trecut (853 kg/h).

În coloana 6 se trece temperatura medie a ţevii din tronsonul respectiv. Pentru simplificare se consideră ca fiind egală cu temperatura de intrare a apei în tronson şi se obţine scăzînd din 95°, cifrele notate pe rîndul $n + 1$, pe coloana 5.

În coloana 7 se trece emisia de căldură a ţevii, pentru diferitele temperaturi ale fluidului.

În coloana 8 se trece temperatura medie a apei din radiator, calculîndu-se

$$t_m = \frac{t_i - t_e}{2} \quad (\overline{V})$$

unde :

t_i este temperatura de intrare şi
t_e — temperatura de ieşire din radiator, din coloana 5, ţinîndu-se seamă de pierderea de temperatură prin emisia ţevii.

Tabela 2

Exemplu de calcul nr. 1

1. Camera	2. Q Pierderi kcal	3. Ø ţeavă	4. Suma căldurii distribuite kcal	5. Pierderea temperaturii pînă la camera °C	6. Temperatura medie a ţevii °C	7. Emisia ţevii kcal/m	8. Temperatura medie în radiator	Δθ °C	Cedarea de Q 9 9a. prin ţeavă	9b prin radiator	10. Căderea de temperatură în radiator	k kcal/mp °C	β_1	B_2	β_3	β_4	k′	k′ Δθ	S (m²)	N′	N	11. Suprafaţa instalată	12. Obs.
09	2 440	$1^1/_4$	0	0	92,10	103	93,5	73,5	280	2 160	2,54	7,2	1,05	1,06	0,75	0,95	5,75	424	5,10	21	21	5,03	
19	1 820	$1^1/_4$	2 440	2,9	90,00	100	91,0	71,0	270	1 550	1,81	7,2	1,05	1,06	0,75	0,95	5,75	410	3,77	15,6	16	3,84	
29	1 820	$1^1/_4$	4 260	5,0	87,90	98	89,0	69,0	265	1 545	1,80	7,2	1,05	1,06	0,75	0,95	5,75	397	3,90	16,2	17	4,06	
39	1 820	$1^1/_4$	6 080	7,1	86,70	90	87,3	67,3	243	1 577	1,84	7,2	1,01	1,06	0,75	0,95	5,55	375	4,20	17,5	18	4,30	
49	2 440	$1^1/_4$	7 900	8,3	83,30	85	85,0	65,0	230	2 210	2,58	7,2	1,00	1,06	0,75	0,95	5,47	355	6,20	26	26	6,21	
47	1 820	$1_1/_4$	10 340	12,0	80,50	82	81,9	61,9	222	1 598	1,87	7,2	0,98	1,06	1,0	0,95	7,50	465	3,42	14,2	14	3,75	
37	1 030	$1^1/_4$	12 160	14,5	79,60	81	80,5	60,5	218	812	0,95	7,2	0,97	1,06	1,0	0,98	7,30	443	1,84	7,7	8	1,92	
27	1 030	$1^1/_4$	13 190	15,4	78,30	78	78,9	58,9	211	819	0,96	7,2	0,96	1,06	1,0	0,98	7,25	426	1,94	8,1	8	1,92	
17	1 030	$1^1/_4$	14 220	16,7	77,20	76	77,7	57,7	206	824	0,97	7,2	0,95	1,06	1,0	0,98	7,05	407	2,01	8,4	9	2,16	
07	1 820	$1^1/_4$	15 250	17,8	75,00	74	76,1	56,1	200	1 620	1,90	7,2	0,94	1,06	1,0	0,95	6,82	385	4,16	17,4	18	4,31	
			17 070	20,0																			

De exemplu, pentru radiatorul 19, avem $t_m = \frac{92+90}{2} = 91°C$.

În coloana 9 se trece diferența de temperatură dintre temperatura medie a apei în radiator și temperatura camerei. $\Delta\,\theta = t_m - t_{cam}$, determinată scăzînd din cifra coloanei 8, valoarea temperaturii camerei (20°C).

În coloana 10 se trece cedarea de căldură prin tronsonul de țeavă respectiv, rezultată din înmulțirea cifrei din coloana 7, cu lungimea țevii care emite căldura.

În coloana 11 se trece cantitatea de căldură ce trebuie să fie cedată de către radiator, ținîndu-se seamă de aportul caloric al țevii.

$Q_{rad} = Q_{nec} - Q_t$. Această cifră se obține scăzînd cifra din coloana 10, din cea a coloanei 2.

În coloana 12 se determină căderea de temperatură în radiator cu formula :

$$\Delta\,t_{rad} = \frac{Q_{rad}}{c \cdot G}. \quad (VI)$$

În coloana 13 se trece coeficientul de transfer termic care conform NID 435–62 al fabricii U.R.E.M.O.A.S, pentru elemente 600×150×2, este $K = 7{,}2$ kcal/m² h °C (tabela 3).

În coloana 14 se trece coeficientul de corecție β_1 luat din tabela 4 pentru transmisia căldurii radiatorului în funcție de temperatura camerei.

În coloana 15 se trece coeficientul de corecție β_2 care în cazul de față are valoarea 1,06, luată din tabela 5.

În coloana 16 se trece coeficientul β_3 luat din tabela 6 care ține seamă de direcția în care curge fluidul prin radiator.

În coloana 17 se trece coeficientul β_4 preluat din tabela 7, care ține seamă de numărul de elemente pe care le conține un radiator.

În coloana 18 se trece coeficientul de transfer termic corectat $K' = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times \beta_4 \times K$. (VII)

În coloana 19 se trece produsul $K' \times \Delta\,\theta$ (coloana 18 × × coloana 9).

În coloana 20 se calculează suprafața de încălzire a radiatoarelor cu formula

$$S = \frac{Q}{K'\,\Delta\,\theta} \quad (VIII)$$

adică se împarte cifra din coloana 11 cu cea din coloana 19.

În coloana 21 se trece numărul de elemente de radiator care a rezultat din împărțirea suprafeței S necesare, prin suprafața unui element.

În coloana 22 se trece numărul de elemente instalat după rotunjire.

Tabela 3

Coeficientul de transfer termic pentru diferite tipuri de radiatoare produse de fabrica U.R.E.M.O.A.S.–Buc.

1. Caracteristici	2. UM	3. Tipul elementului									
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
4. Distanța între axele niplurilor	mm	700	700	700	600	600	600	500	500	500	300
5. Lățimea elementului	mm	250	200	150	250	200	150	250	200	150	250
K	6. kcal / m²hgrd	6,6	6,9	7,5	6,7	7	7,2	6,8	7,1	7,3	7,1

Tabela 4

Coeficientul de corecție β_1 funcție de $\Delta\theta$

$t_m - t_{cam}$

Δθ = ~~t.m.c. team~~	40	45	50	55	60	64,5	70	75	80	85	90
β_1	0,87	0,90	0,92	0,94	0,97	1,0	1,03	1,05	1,07	1,09	1,11

Tabela 5

Coeficientul β_2

1. Debitul relativ trecut prin 1 m² rad și oră $\bar{g} = \frac{g}{17{,}4}$	0,4	0,5	0,6	0,7 – –0,8	0,9 – –1,0	3,0	5,0	3. 7 și mai mare
2. Căderea de temperat. în °C pentru 1 m² de radiator	56,0	47,5	40,5	33,0	25,0	8,3	5,2	3,8
β_2	0,90	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02	1,04	1,06

În coloana 23 se trece suprafața instalată.

După cum reiese din acest exemplu de calcul, datorită contrapresiunii apei care se răcește în radiator, în cazul circulației de jos în sus, coeficientul de transmisie K' are valori cuprinse în jur de 5,6 kcal/m² hgrd față de media de 7,3 kcal/m²

Tabela 6

Coeficientul β_3

1. Sensul de trecere a apei calde prin radiator	β_3
2. Trecere de sus în jos	1,0
3. Trecere de jos în sus	0,75

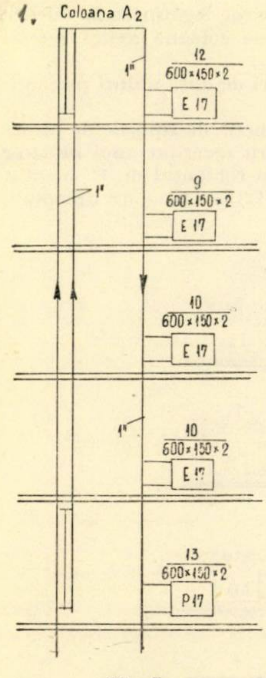


Fig. 5

hgrd în cazul circulației de sus în jos.

Concluzia este că în alcătuirea schemei coloanelor, apa caldă trebuie să urce prin coloana cu serpentine (unde nu se aplică corecția β_3) și să coboare prin radiatoare, unde $\beta_3 = 1$.

Pe baza acestui principiu s-a calculat schema coloanelor la blocul de 40 de apartamente experimentat.

Cele patru tipuri de coloane îmbină la urcarea apei băi sau bucătării (unde se montează registre), cu dormitoare (unde se montează radiatoare) la coborîre (vezi exemplul 2 și fig. 5).

Acolo unde nu este posibilă urcarea prin registre, trebuie să se folosească pentru aceasta coloana de încărcare mai mică (pentru ca β_3 să fie aplicat la o cifră mai mică). Acest singur dezavantaj al instalației monotub cu distribuție inferioară poate fi mult redus prin judicioasa utilizare a corpurilor de încălzire ce se pot monta în băi și bucătării.

Pentru economia de metal și de spațiu locativ este recomandabil ca în băi și bucătării să se monteze corpuri de încălzire din beton, respectiv registre, care în plus asigură și o economicitate suplimentară sistemului monotub.

Tabela 7

Coeficientul β_4

1. Numărul de elemente	B_4
2. pînă la 5	1,05
6 – 8	1,00
9 – 14	0,98
3. peste 15	0,95

3. PREFABRICAREA INSTALAȚIEI MONOTUBULARE

Datorită faptului că sistemul monotubular elimină două legături ale radiatorului și curbele de săritură respective, el poate fi prefabricat cu ușurință.

Pentru a fi prefabricat și montat în șantier cu minimum de efort, trebuie ca amplasarea radiatorului să fie făcută la colțul ferestrei, fără a fi deci condiționată de vreun element de construcție.

Pentru experimentare, radiatoarele au fost racordate la coloane cu trei tipuri de legături (fig. 6).

Variantele 1 și 3 au conducte de derivație de 50 cm pentru preluarea dilatațiilor.

Montajul fitingurilor și al robinetelor s-a făcut cît mai apropiat, deoarece, după cum se cunoaște, coeficientul de rezistență locală a două fitinguri alăturate este cu 20% mai mic decît suma coeficienților de rezistență unitari stabiliți pentru fiecare în parte. Această diferență se reduce o dată cu creșterea distanței între rezistențele locale.

De aceea, la ansamblul instalațiilor de încălzire monotubulare, robinetul, teul și eventual curba trebuie montate fără interval între ele. În acest caz se produce o influență reciprocă între ele și rezistența hidraulică totală a ansamblului se reduce.

Tabela 8

Exemplu de calcul nr. 2

1. Camera	2. Q Pierderi kcal	3. Ø țeavă	4. Suma căldurii distribuite	5. Pierderea temperaturii pînă la camera °C	6. Temperatura medie a țevii °C	7. Emisia țevii kcal/m	8. Temperatura medie în radiator	Δθ °C	9. Cedarea de Q 9a prin țeavă	9b prin radiator	10. Căderea de temperatură în radiator	k kcal/m²·°C	β_1	β_2	β_3	β'_4	K'	K'Δθ	S(m²)	N'	N	11. Suprafața instalată	12. Obs.
P 18	620	3 Φ1"	0	0	93,7	83	94,4	72,4	645	—	0,86	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$E_1$18	435	2 Φ1"	620	1,3	92,8	81	93,3	71,3	430	—	0,92	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$E_2$18	435	2 Φ1"	1 055	2,2	91,8	80	92,3	70,3	410	—	0,92	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$E_3$18	435	2 Φ1"	1 490	3,2	90,9	79	91,4	69,4	400	—	0,92	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$E_4$18	610	3 Φ1"	1 925	4,1	89,6	78	90,3	68,3	585	—	0,87	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
$E_4$17	1 700	1"	2 535	5,4	86,0	77	87,8	67,8	200	1 500	3,16	7,2	1,01	1,06	1	0,98	7,55	513	2,92	11,8	12	2,88	
$E_3$17	1 240	1"	4 235	9,0	83,4	70	84,7	64,7	182	1 058	2,25	7,2	1,00	1,06	1	0,98	7,50	485	2,08	8,7	9	2,16	
$E_2$17	1 240	1"	5 475	11,6	80,7	68	82,0	62,0	177	1 063	2,25	7,2	0,98	1,06	1	0,98	7,35	455	2,32	9,7	10	2,40	
$E_1$17	1 240	1"	6 715	14,3	78,1	65	73,4	59,4	169	1 071	2,26	7,2	0,96	1,06	1	0,98	7,20	428	2,50	10,4	11	2,64	
P17	1 470	1"	7 955	16,9	75,0	60	76,6	56,0	156	1 314	2,78	7,2	0,95	1,06	1	0,98	7.15	405	3,23	13,4	14	3,36	
			9 425	20,0																			

$$G = \frac{9\,425}{1 \times 20} = 471\ \text{kg/h}$$

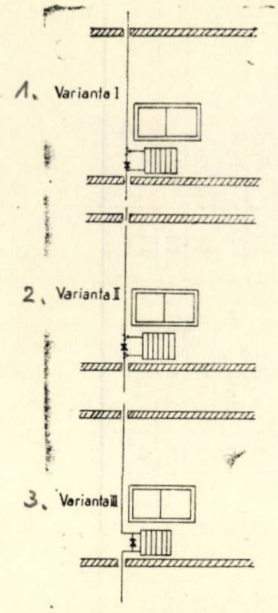

1. Varianta I
2. Varianta II
3. Varianta III

Fig. 6

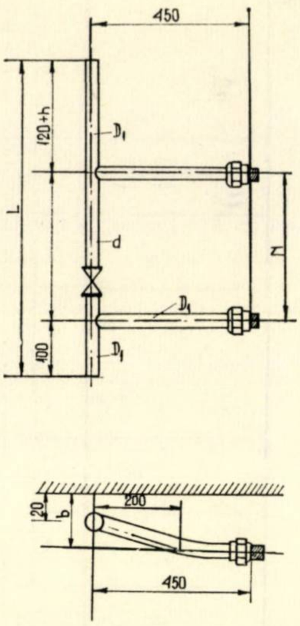

450
120+h
D1
L
d
h
D1
D1
400
20
b
200
450

Fig. 7

Prefabricarea în toate cele trei cazuri a constat în :

— pregătirea tronsonului de racordare separat (inclusiv montarea robinetului) ;

— pregătirea coloanelor verticale ;

— asamblarea lor la poziţia de montare.

Pentru stabilirea unor criterii de prefabricare în viitor şi pentru uşurarea sistemului de comenzi către atelierul de prefabricate, s-a întocmit un catalog de prefabricate pentru încălzire monotubulară.

Acest catalog este alcătuit după următoarele principii :

1. Coloana monotub să aibă aceeaşi înălţime indiferent de tipul de radiator care se racordează la ea.

2. Ansamblurile prefabricate de racord la coloană să fie calculate pentru diferite tipuri de radiatoare.

3. Radiatorul să fie niplat la dimensiunea de proiect şi să fie livrat şantierului împreună cu bypassul şi racordurile sale la coloană.

Astfel se poate începe prefabricarea unei instalaţii înainte de a se cunoaşte exact ce tip de radiator se va aproviziona. Prin stocarea unui număr de ansambluri de racord de diferite tipuri, se pot livra oricînd şantierelor radiatoarele gata echipate, indiferent de tipul radiatorului (U.R.E.M.O.A.S. sau Feroemail).

În figura 7 se vede cum se livrează legăturile la diferite tipuri de radiatoare cu tronsoane de coloană avînd aceeaşi lungime L.

În tabela 9 se indică diverse tipuri de ansambluri prefabricate.

Comenzile pentru atelier se fac funcţie de tipurile de racorduri din catalog. De exemplu pentru racordul unui radiator 600 × 150 × 2 la o coloană de 1″, cu robinetul de 1″ montat în dreapta coloanei se comandă : „B3 — D2 — d2 dreapta“.

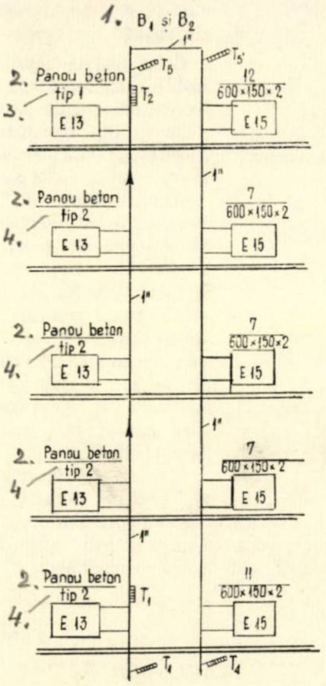

1. B1 şi B2
1"
T5
T5'
2. Panou beton tip 1
3.
T2
12
600×150×2
E 13
E 15
1"
2. Panou beton tip 2
4.
7
600×150×2
E 13
E 15
1"
2. Panou beton tip 2
4.
7
600×150×2
E 13
E 15
1"
2. Panou beton tip 2
4
7
600×150×2
E 13
E 15
1"
2. Panou beton tip 2
4.
T1
11
600×150×2
E 13
E 15
T1
T4

Fig. 8

4. DESFĂŞURAREA EXECUTĂRII INSTALAŢIEI

Întrucît scopul propus iniţial a fost ca instalaţia să aibă un caracter experimental, corpurile de încălzire ce s-au montat au fost de mai multe tipuri, după cum urmează :

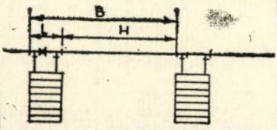
— radiatoare din fontă tip U.R.E.M.O.A.S. Bucureşti ;

— panouri din beton avînd serpentine din ţeavă înglobate ;

— corpuri de încălzire din tablă cu lichid intermediar ;

— registre din ţeavă.

Tabela 9

1. Tip		N	L	D_1	D_2	D_3	d_1	d_2	d_3	h	H	b
B–1	500–150–2	500	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	100	2 000	95
B–2	500–200–2	500	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	100	2 000	120
B–3	600–150–2	600	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	0	2 000	95
B–4	600–200–2	600	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	0	2 000	120
P1	472–IV	472	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	128	2 000	92
P2	472–VI	472	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	128	2 000	129
P3	624–IV	624	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	4	2 000	92
P4	624–VI	624	820	¾″	1″	1 ¼	¾″	1″	1 ¼″	4	2 000	129

Radiatoarele din fontă s-au montat obişnuit, în toate încăperile apartamentului (inclusiv casa scării), în afară de băi şi bucătării.

În băi au fost montate registre de 1'', modulate, cu un număr de ţevi variind de la 1—3, funcţie de pierderile de căldură.

În bucătării s-au montat 36 de panouri din beton (fig. 9 şi 10).

S-a adoptat această soluţie pe baza experienţei anterioare. Grupul de instalaţii a montat din anul 1964, tot într-un bloc din cartierul Ploieşti-Nord, panouri încălzitoare din beton prefabricate, care au dat rezultate foarte bune timp de trei ierni.

Serpentinele din ţeavă de 3/4'' au fost confecţionate la atelier, probate cu bila şi montate în bucătării după terminarea tencuirii pereţilor (fig. 9).

Betonul a fost turnat ulterior în cofraje metalice, la faţa locului. Această soluţie s-a adoptat pe de o parte pentru că, la data începerii instalaţiei, lucrarea de construcţii era prea înaintată pentru a se aştepta turnarea în atelier a unor panouri din beton, iar pe de altă parte pentru a se putea face comparaţie cu productivitatea reală realizată la montarea panourilor prefabricate din beton, cu trei ani în urmă.

Pentru limitarea pierderilor de căldură, pe peretele exterior s-au pus rogojini din vată minerală cusută pe carton ondulat (fig. 10). După montarea rogojinilor, ţevile au fost izolate în zona de curbură, pentru a prelua dilatările longitudinale, fără crăparea betonului.

Turnarea betonului s-a făcut de doi muncitori cu patru cofraje metalice speciale. S-au turnat în medie 6 panouri pe zi.

În patru bucătării s-au montat corpuri de încălzire cu lichid intermediar de tipul celor realizate de profesorul D'Albon de la Institutul politehnic din Iaşi. Aceste corpuri au marele avantaj că sînt uşoare (sub 30 kg), deci pot fi montate şi transportate cu uşurinţă şi pot fi utilizate pentru parametri înalţi (fig. 11).

Lichidul intermediar utilizat a fost apa distilată.

Aşa cum am mai arătat, radiatoarele au fost racordate prin trei sisteme de legături. În toate cazurile, pe bypass s-au montat robinete de închidere. Întrucît aprovizionarea cu un singur sort de robinete a fost imposibilă, s-au montat robinete cu sertar, cu scaun înclinat şi robinete pentru aburi care, deşi de secţiuni mai mari, sînt mai ieftine decît robinetele dublu reglaj de 1/2''.

Racordarea radiatoarelor s-a făcut cu racorduri olandeze.

Instalaţia pentru dezaerisire a fost executată aparent, din ţeavă de 3/8'', avînd instalate vase pentru captarea aerului.

Ţevile au fost lăsate aparent, deoarece în calcul a fost considerat şi aportul lor termic.

Pentru a se putea face măsurători s-au montat termometre pe unele coloane la ducerea şi întoarcerea apei calde în conductele de transport. De asemenea s-au montat termometre şi pe porţiunea unde conducta se întoarce la etajul 4.

5. DETERMINĂRI ASUPRA FUNCŢIONĂRII INSTALAŢIEI DE ÎNCĂLZIRE MONOTUBULARĂ

După terminarea instalaţiei, a probelor de etanşeitate şi de bună funcţionare a tuturor organelor care o constituie, s-a făcut o verificare funcţională, pentru a se vedea dacă instalaţia corespunde scopului său, realizînd în încăperi temperaturi uniforme, şi dacă temperatura agentului termic are variaţia stabilită prin calcul.

Deoarece nu s-au putut face măsurători într-o zi în care temperatura exterioară să fie egală cu cea de calcul, s-a căutat un sistem de apreciere care să permită deducerea temperaturilor pe care le va realiza încălzirea, cînd în exterior se menţine temperatura de calcul un timp îndelungat.

Relaţia care s-a găsit a fost stabilită în următoarele ipoteze simplificatoare :

— coeficientul de trecere a căldurii prin elemente de construcţii nu variază în cele două situaţii analizate ;

— coeficientul de cedare a căldurii de către radiator nu variază la două temperaturi medii apropiate ;

— debitul de apă caldă transportat prin conducte este acelaşi, indiferent de temperatura exterioară.

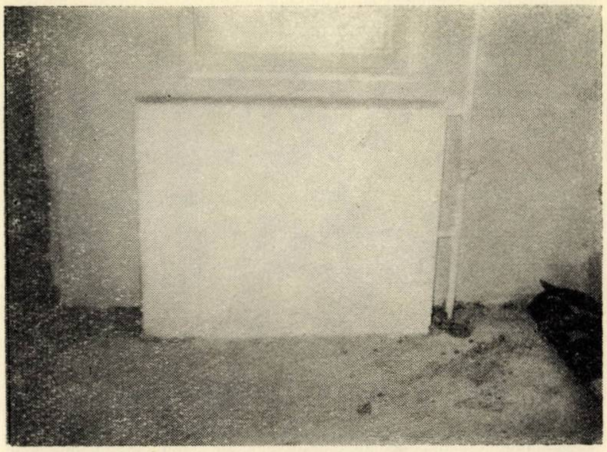


Fig. 9

Dacă notăm cu :

t_e — temperatura de calcul din proiect, conform STAS pentru Ploieşti = —18°C ;

t_i — temperatura interioară de calcul ;

t_t — temperatura maximă de ieşire a apei din cazan (95°) ;

t_0 — temperatura exterioară în timpul măsurătorilor care a permis stabilirea unui regim termic staţionar ;

$t_{t'}$ — temperatura de ieşire a apei din cazan în timpul experimentării ;

$t_{i'}$ — temperatura interioară care rezultă ;

determinăm temperatura de ieşire a apei din cazan cu formula de mai jos, în funcţie de $t_{e'}$

$$t_{t'} = \frac{(t_t - t_e)\, t_i - (t_t - t_i)\, t_{e'}}{t_i - t_e}. \qquad (1)$$

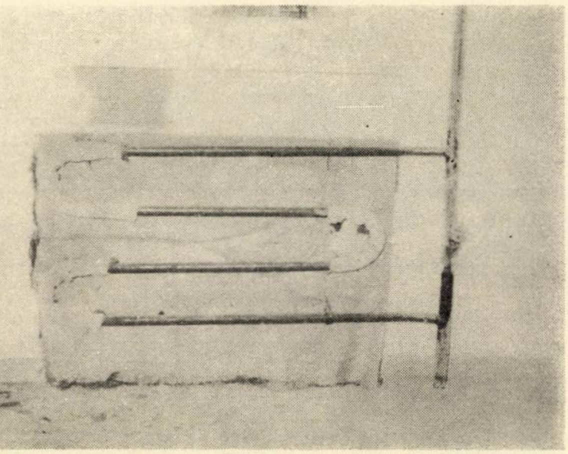


Fig. 10

Fig. 11

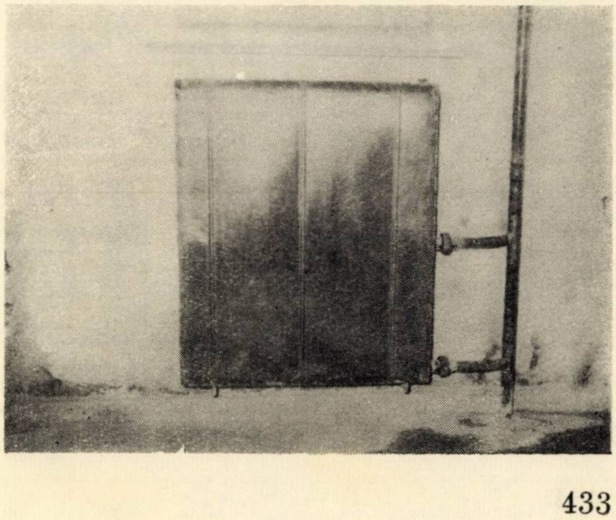


Fig. 12

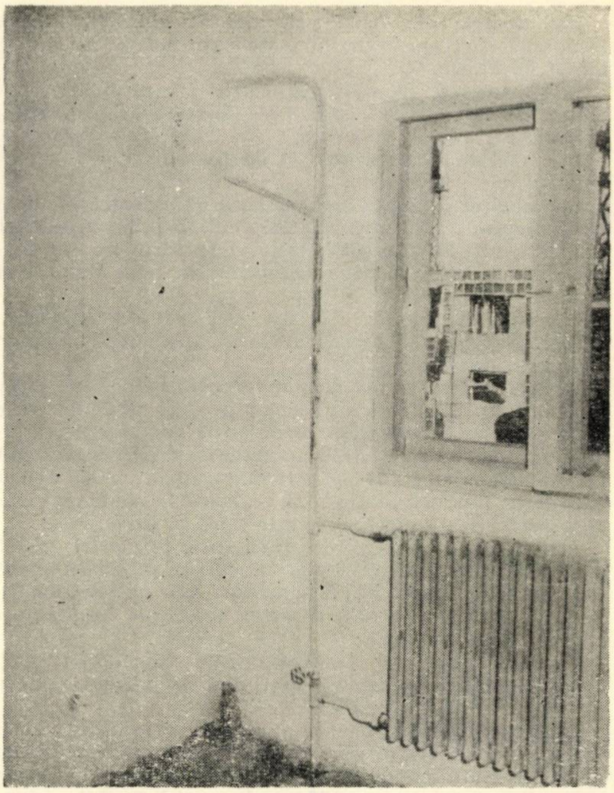


Fig. 13

Dacă dorim ca $t_i = t_{i'}$, formula devine

$$t_{t'} = \frac{(t_t - t_e)\, t_i - (t_t - t_i)\, t_{e'}}{t_0 - t_e} \tag{2}$$

$$t_{i'} = \frac{(t_t - t_i)\, t_e + (t_i - t_e)\, t_{t'}}{t_0 - t_e} \tag{3}$$

$$t_i = \frac{(t_{t'} - t_{i'})\, t_e + (t_{i'} - t_{e'})\, t_t}{t_{t'} - t_{e'}}\,. \tag{4}$$

Tabela 10

1. Nr. term.	2. Citirea făcută	3. Tipul termometrului	4. Ora				5 T. term.	6 T. etalon	7. Obs.
			21^{00}	21^{30}	22^{00}	7^{00}			
T1	8. Temp. apă caldă parter	19. TIP JUMO contact NI 22570	39°	39°	39°	39°	14°	20,5°	32. defect
T2	9. Temp. apă caldă etaj IV	20 IDEM 22569	49°	49°	49°	49°	20°	20,5°	33. erori 5°
T2′	10. Temp. interioară dormit. 1 colț	21. TERM. COLȚAR	21°	21°	21°	21°	20,5°	20,5°	
T3	11. Temp. apei calde subsol (venire)	22 TERM. DREPT EPRUBETA 01207	57°	57°	57°	57°	21°	20,5°	
T4	12. Temp. apei calde subsol (plecare)	23. IDEM 001784	49°	49,5°	50°	50,5°	21°	20,5°	
T5	13. Temp. apei calde etaj IV	24. TERM. COLȚAR EPRUBETA 5908	54,5°	54,5°	54,5°	54,5°	20,5°	20,5°	
T5′	13. Temp. apei calde etaj IV	25 IDEM DREPT 7607	54°	54°	54°	54,3°	21°	20,5°	
T6	14. Temp. interioară dormitor 2 colț	26 IDEM DREPT 001798	19°	19°	19,5°	19,5°	20°	20,5°	
T7	15. Temp. interioară dormitor 3 colț	27 IDEM COLȚAR 620	19°	19°	19,5°	19,5°	20°	20,5°	
T8	16. Temp. exterioară	28 IDEM 7708	3,5°	3°	3°	1°	20,5°	20,5°	
T9	16. Temp. exterioară	29 IDEM DREPT 7710	3,5°	3°	3°	1°	20,5°	20,5°	
T10	17. Temp. dormitor mijloc 4	30 IDEM DREPT 7711	21°	21°	21°	21°	21°	20,5°	
T11	18. Temp. dormitor mijloc 5	31. IDEM COLȚAR 7867	20°	20°	20°	20°	20,5°	20,5°	

34. Termometru etalon ASTM – 63 Made in Germany

Cele patru formule folosesc unor scopuri diferite, dar sînt în ansamblu utile, deoarece : formulele 1 şi 2 servesc la determinarea temperaturii la cazan în cursul încercării, funcţie de temperatura exterioară, $t_{e'}$, şi de cea interioară dorită $t_{i'}$ sau t_i.

Formula 3 dă temperatura teoretică interioară. În timpul cercetării se poate stabili dacă s-a ajuns la această temperatură prin măsurătoarea directă.

Formula 4 dă temperatura pe care instalaţia va fi capabilă să o furnizeze în condiţiile proiectului, pornind de la parametrii care se stabilesc în situaţia din momentul experimentării.

Deoarece în timpul zilei, temperatura exterioară variază în limite destul de mari (5°. . . 10°C) s-a ales ca experimentarea să se facă în timpul nopţii între orele 21 şi 2.

Blocul în care se află instalaţia a fost adus în regimul temperaturilor considerate în proiect, prin încălzire timp de mai multe zile cu instalaţia monotub.

Temperatura apei din cazan s-a reglat la valoarea de 59°C, calculată introducînd în formula 1 următoarele date :

$$\begin{aligned} t_t &= 95^\circ \\ t_e &= -18^\circ \\ t_i &= 20^\circ \\ t_e' &= 2^\circ. \end{aligned}$$

Temperatura exterioară s-a măsurat cu două termometre aşezate în dreptul a două ziduri diferite ale clădirii, stabilindu-se valoarea medie :

$$t_e' = \frac{t_{e_1}' + t_{e_2}'}{2} = 1. \;.\;.\; 3{,}5^\circ\text{C}. \qquad (5)$$

Măsurarea temperaturii interioare s-a făcut în 5 camere, din care 2 dormitoare de mijloc şi 3 dormitoare de colţ.

Termometrele s-au aşezat la înălţimea de un metru şi distanţa de un metru de fereastră, pe suporţi ficşi.

Începerea măsurătorilor s-a făcut după ce s-a reglat temperatura apei în cazan.

Măsurătorile s-au făcut din jumătate în jumătate de oră între orele 21 şi 2 şi la ora 7 dimineaţa, după o noapte de funcţionare normală.

6. CONCLUZII ASUPRA EFICIENŢEI ECONOMICE ŞI A FUNCŢIONALITĂŢII SISTEMULUI MONOTUB EXPERIMENTAT

Aşa cum reiese din tabela 1, sistemul monotubular realizează economii importante de fonduri şi metal. Reducerea manoperei consumate, ca urmare a posibilităţii de prefabricare a sistemului şi a scăderii lungimilor de ţevi montate, constituie de asemenea o altă latură pozitivă a sistemului.

Distribuţia inferioară în sistem Tickelmann, care s-a adoptat, asigură o stabilitate hidraulică sporită şi în plus economiseşte o cantitate apreciabilă de ţeavă.

Adoptarea corpurilor de încălzire din beton are avantajul economiei de metal şi de spaţiu. Utilizarea unui asemenea panou în bucătărie, fie că este îngropat în zidărie sau aparent, face posibilă montarea unei mese sub fereastră etc. Dificultăţile de transport se pot reduce, dacă panourile se vor monta cu macaraua o dată cu lucrările de zidărie.

Panourile metalice cu lichid intermediar au avantajul că sînt uşoare. Exploatarea va indica comportarea lor la coroziune şi măsurile suplimentare ce vor trebui eventual să fie luate.

Măsurătorile făcute în timpul funcţionării instalaţiei au dat rezultate bune. Temperatura încăperilor a fost între 19,5 şi 20,5°C, pentru o temperatură a agentului termic de 57°, calculată conform formulelor (1) şi (2), la o temperatură exterioară cuprinsă între 1 şi 3,5° (fig. 12 şi 13).

Au fost obţinute rezultatele din tabela 10.

Termometrele pentru măsurarea temperaturii agentului termic au fost aşezate conform figurii 9.

S-a obţinut un $\Delta t' = 57^\circ - 49^\circ = 8^\circ$C, care a fost verificat cu diferenţa de temperatură teoretică pentru cazul considerat, calculată cu formula :

$$t' = \frac{(t_i - t_e')(t_t - t_l)}{t_i - t_e} = \frac{(20 + 18)\ (95 - 75)}{20 + 18} = 9^\circ\text{C}. \qquad (6)$$

Rezultă, deci, că instalaţia monotub proiectată a realizat parametrii scontaţi.

În ceea ce priveşte adaptarea celei mai economice soluţii de distribuţie monotubulare, se consideră că pentru blocurile p + 4 este indicat sistemul în „π", cu distribuţie inferioară, cu urcarea apei prin serpentine sau panouri radiante din băi şi bucătării şi coborîre prin radiatoarele din dormitoare.

Pentru blocurile p + 9 este mai raţională soluţia cu distribuţia inelară la nivelul 9 (distribuţie la care să fie legate direct radiatoarele acestui nivel) şi coloane monotub descendente colectate la subsol.

Bibliografie

[1] Tatarciuk G. T. : *Rezistenţa hidraulică din subansablurile instalaţie de încălzire monotubulare* = Sbornik — trudov — 1959 nr. 3 Moskva

[2] Usemann K. W. : *Căldura dată de suprafeţele de încălzire tubulare ale instalaţiilor de încălzire cu apă* — Haustechnische Rundschau, nr. 1—1965

[3] *** : *Iednorurowe ogrzewania przeplymowe* — instalacje sanitarne, nr.5, 1966

Folosirea zgurilor cuprifere granulate în vederea înlocuirii cenuşii de pirită la fabricarea cimentului prin procedeul umed

Ing. Alex. Buda, chim. S. Szabo, chim. I. Edler

Zgurile cuprifere granulate constituie un deşeu al combinatelor chimico-metalurgice din ţară, de la extragerea metalelor neferoase.

La Combinatele chimico-metalurgice din Baia Mare şi Copşa Mică există rezerve de zguri cuprifere granulate, bogate în trioxid de fier şi bioxid de siliciu. Zgura se prezintă sub formă de granule, de la 0—7 mm, cu aptitudine bună la măcinare şi umiditate 1—2%.

Compoziţia chimică a zgurilor cuprifere de la Combinatul chimico-metalurgic de la Baia Mare (probele I-IV efectuate la combinatul Baia Mare, iar lotul experimental determinat în laboratorul fabricii de ciment Turda) este dată în tabela 1.

Din calculul materiilor prime rezultă că se poate realiza un clincher corespunzător calitativ înlocuind cenuşa de pirită în totalitate cu zgură cupriferă în proporţie de 1,41%, lucru care de altfel se ilustrează din datele obţinute prin repartizarea elementelor pe componenţii chimici (tabela 2).

I. DETERMINĂRI DE LABORATOR

Pentru a se constata comportarea pastelor cu zgură cupriferă din punct de vedere al caracteristicilor fizice (întărire, sedimentare), în timp, cît şi a comportării lor la ardere, au fost preparate şase probe artificiale în laboratorul fabricii (tab. 3).

În urma încercărilor de vîscozitate a pastelor s-au obţinut rezultatele de împrăştiere determinate în timp cu ajutorul conului sovietic MHTI-TN-2 din tabela 4.

Tabela 1

Compoziția chimică	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	R_2O_3	FeO	CaO	MgO	SO_3	S	Pb	Zn	Cu	Total
Probe analizate	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
Proba I	27,0– 28,8	—	—	—	42,8– 43,3	7,1– 8,6	—	—	1,0– 2,0	2,2	1,0– 4,0	0,6– 1,5	—
Proba II	25,6– 28,0	—	—	—	37,9 42,2	9,2– 10,5	—	—	1,0– 2,0	2,2	1,0– 4,0	0,6– 1,5	—
Proba III	27,0– 28,6	—	—	—	40,7 43,6	6,2– 7,3	—	—	1,0– 2,0	2.2	1,0– 4,0	0,6– 1,5	—
Proba IV	28,2 30,6	—	—	—	39,5 40,6	7,1– 7,7	—	—	1,0 2,0	2,2	1,0– 4,0	0,6 1,5	—
Lot pentru experimentare	34,19	6,37	55,48	61,85	—	0,25	1,00	2,53	—	—	—	—	99,82

Tabela 2

Dozaj de materii prime

Nr. crt.	Compoziția chimică	Sio$_2$	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	P.C	Total
	Materia primă	%	%	%	%	%	%	%	%
1	Calcar	2,60	0,40	0,26	50,75	1,00	×	42,74	97,75
2	Argilă	50,16	15,21	5,59	11,21	1,70	1,78	13,35	99,00
3	Zgură cupriferă	34,19	6,37	55,48	0,25	1,00	2,53	×	99,82

Adaos la 100%

1	Calcar	2,65	0,41	0,27	51,92	1,02	×	43,73	100,00
2	Argilă	50,66	15,36	5,65	11,32	1,72	1,80	13,49	100,00
3	Zgură cupriferă	34,25	6,38	55,59	0,25	1,00	2,53	×	100,00

$$M_{si} = 2{,}1\,; \quad M_{AL} = 1{,}7\,; \quad K_s = 0{,}95\,;$$

$$M_{AL} = \frac{100 \times 0{,}41 + 15{,}36\ X + 6{,}38\ Y}{100 \times 0{,}27 + 5{,}65\ X + 55{,}59\ Y} = 1{,}7 \qquad (1.0)$$

$$41{,}0 + 15{,}36\ X + 6{,}38\ Y = 45{,}9 + 9{,}605\ X + 94{,}503\ Y$$

$$5{,}755\ X - 88{,}123\ Y = 49$$

$$X = \frac{4{,}9 + 88{,}123\ Y}{5{,}755} \qquad (1.1)$$

$$K_s = \frac{100 \cdot 51{,}92 + 11{,}32\ X + 0{,}25\ Y}{2{,}8 \cdot a + 1{,}1 \cdot b + 0{,}7\ C} = 0{,}95 \qquad (2.0)$$

$$a = 100 \cdot 2{,}65 + 50{,}66\ X + 34{,}25\ Y$$

$$b = 100 \cdot 0{,}41 + 15{,}36\ X + 6{,}38\ Y$$

$$c = 100 \cdot 0{,}27 + 5{,}65\ X + 55{,}59\ Y$$

$$\left.\begin{aligned} 2{,}8\ a &= 742{,}0 + 141{,}848\ X + 95{,}900\ Y \\ 1{,}1\ b &= 45{,}1 + 16{,}896\ X + 7{,}018\ Y \\ 0{,}7\ c &= 18{,}9 + 3{,}955\ X + 38{,}913\ Y \end{aligned}\right\}$$

$$2{,}8\ a + 1{,}1\ b + 0{,}7\ C = 806{,}0 + 162{,}699\ X + 141{,}831\ Y$$

$$K_s = \frac{5\,192 + 11{,}32\ X + 0{,}25\ Y}{806{,}0 + 162{,}699\ X + 141{,}831\ Y} = 0{,}95 \qquad (2.1)$$

$$5\,192 + 11{,}32\ X + 0{,}25\ Y = 765{,}7 + 154{,}564\ X + 134{,}739\ Y$$

$$143{,}244\ X + 134{,}489\ Y = 4\,426{,}3$$

$$143{,}244 \left(\frac{4{,}9 + 88{,}123\ Y}{5{,}755}\right) + 134{,}489\ Y = 4\,426{,}3$$

$$2\,327{,}901\ Y = 4\,304{,}337$$

$$Y = \frac{4\,304{,}337}{2\,327{,}901} \qquad (2.2)$$

$X =$ 29,162 părți
$Y =$ 1,849 părți
$S =$ 100,000 părți

Total = 131,011 părți . . .100%

Nr. crt.	Materii prime	Dozaj	Dozaj
		părți	%
1	Calcar	100,00	76,33
2	Argilă	29,16	22,26
3	Zgură cupriferă	1,85	1,41
	Total	131,01	100,00

Nr. crt.	Compoziţia chimică	Total %	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	P.C.
			%	%	%	%	%	%	%
1	Calcar	76,331	2,024	0,313	0,206	39,630	0,779	×	33,379
2	Argilă	22,259	11,277	3,419	1,258	2,519	0,383	0,400	3,003
3	Zgură cuprif.	1,409	0,483	0,090	0,787	0,003	0,014	0,035	×
A	Pastă	99,999	13,784	3,822	2,248	42,152	1,176	0,435	36,382
B	Clincher	100,00	21,67	6,01	3,54	66,26	1,84	0,68	×

Caracteristicile clincherului rezultat

$M_{si} = 2,3$ $C_3S = 59,57$

$M_{Al} = 1,7$ $C_2S = 17,20$

$K_s = 0,95$ $C_3A = 9,94$

$C_4AF = 10,77$

Total = 97,48

Obs. În compoziţia chimică a clincherului va fi Cu între 0,01 – 0,03%

Din datele din tabela 4 reiese că zgura cupriferă nu îngroaşe pastele în timp prin staţionare în bazine, prezentînd totodată o fluiditate care asigură pompabilitatea acestora. De asemenea, au fost determinate sedimentările în timp ale acestor paste obţinîndu-se următoarele rezultate :

Nr. crt.	Nr. de ore de la prepararea pastei	Proba 1	Proba 2	Proba 3	Proba 4	Proba 5	Proba 6
1	24 ore	neglijabilă	0,7 %	2,1 %	3,09 %	neglijabilă	neglijabilă
2	48 ore	neglijabilă	0,7 %	4,0 %	7,0 %	neglijabilă	neglijabilă

La sedimentările pastelor, acolo unde se manifestă acest fenomen, se constată că ele sînt mai mici la pastele cu zgură cupriferă, faţă de cele cu cenuşă de pirită.

Literatura de specialitate precizează că zgurile cuprifere au proprietăţi de fluidificatori ai pastelor din industria cimentului. Acest lucru nu s-a evidenţiat în mod deosebit prin adăugarea numai de zgură cupriferă, ci efectul fluidificator al pastelor s-a manifestat în mod deosebit prin adăugarea de leşie bisulfitică. La o pastă cu un conţinut de 30 % umiditate, împrăştierea se prezintă astfel :

Nr.	Adaos de leşie bisulfitică (%) Materialul	0%	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%	4,0%	4,5%
1	Pastă	Nu se împrăştie	41,75	43,0	44,0	46,5	47,5	48,0	50,7	51,7

Deci la o pastă cu umiditate de 30 %, cu adaos de zgură cupriferă de 2,5 % şi leşie bisulfitică 1 % se obţine o fluidificare a pastei posibilă de pompat în circuitul de fabricaţie a cimentului.

Pentru a vedea comportarea pastei cu adaos de zgură cupriferă la ardere, s-au efectuat determinări de aptitudine la ardere obţinîndu-se următoarele rezultate :

Nr. crt.	Valoarea	Proba 1	Proba 2	Proba 3	Proba 4	Proba 5	Proba 6
1	Procentuală	7,73 %	6,13 %	7,77 %	10,17 %	5,61 %	4,72 %
2	Aptitudinea la coacere	mijlocie	mijlocie	mijlocie	grea	mijlocie	mijlocie

Se vede că pastele cu adaos de zgură cupriferă se comportă mulţumitor la ardere, neinfluenţînd negativ comportarea pastelor la ardere în cuptoarele rotative (metoda de determinare a aptitudinii la coacere elaborată de I.C.M.P.C.).

II. ÎNCERCĂRI INDUSTRIALE

Zgura cupriferă granulată a fost măcinată în perioada 5–10–III–1967 în adaos cu calcar şi argilă, cu o moară de măcinare brută ∅2,2 × 11 m, obţinîndu-se cantitatea de 3 278 t de pastă care a fost apoi arsă în cuptorul tip „23 August" nr. 6, obţinîndu-se cantitatea de 1 812 t/clincher.

În perioada încercării industriale s-a urmărit timpul de funcţionare a morii, producţia orară a acesteia, cît şi producţia de clincher obţinută în timpul de 24 ore. Prin măsurători continue a fost determinată gravimetric cantitatea de zgură cupriferă adăugată. Cantitatea de zgură cupriferă în medie folosită reprezintă 1,39 %. Datele acestor operaţii sînt cuprinse în tabela 5.

Din analiza datelor obţinute asupra caracteristicilor pastei şi clincherului cu adaos de zgură cupriferă a reieşit că zgura cupriferă se comportă bine la măcinare, fără a contribui negativ la scăderea productivităţii morii ; de asemenea nu s-a observat o influenţă negativă asupra calităţii pastei (umiditate, fineţe de măcinare.)

Astfel din punct de vedere al fineţei de măcinare refuzul pe sitele de 900 och/cm² şi 4 900 och/cm² se menţine în limitele de 0,5–1,2 %, respectiv 3,2–5,3 %. În ceea ce priveşte calitatea clincherului fabricat cu adaos de zgură cupriferă, compoziţia mineralogică este simţitor îmbunătăţită, prin creşterea componentului valoros (silicat tricalcic) în limitele 61,63–67,34 %, lucru care influenţează pozitiv rezistenţele iniţiale, cît şi finale ale cimentului.

Din constatările practice a reieşit că datorită punctului de fuziune de 850–900°C a zgurii cuprifere, arderea materialului în cuptor a fost uşurată faţă de acelaşi material, prin folosirea cenuşii de pirită. Compactitatea granulelor de clincher vizibil este mai mare prin creşterea fazei lichide a materialului ce se arde.

Din cantitatea de clincher obţinută s-au fabricat cimenturi de marcă M 400, PZ 400 şi cimenturi superioare RIM. S-a ales pentru evidenţiere un lot de ciment de marcă inferioară şi alt lot de ciment de marcă superioară, fabricate cu zgură cupriferă (tabela 6).

La aceste loturi cît şi la altele fabricate în perioada experimentării s-a remarcat o creştere a rezistenţelor la compresiune şi mai ales la tracţiune pentru toate mărcile fabricate.

Tabela 3

Nr. crt.	Nr. probei de pastă	Calcar %	Argilă %	Cenuşă de pirită %	Zgură cupriferă %	H_2O %
1	1	73	24,5	—	2,5	33,0
2	2	74	24,5	1,5	—	32,5
3	3	65	32,5	—	2,5	37,0
4	4	66	32,5	1,5	—	37,0
5	5	81	16,5	—	2,5	30,0
6	6	82	16,5	1.5	—	30,0

Tabela 4

Nr. crt.	Nr. probei de pastă	Imediat după prep. pastei	După 24 ore	După 48 ore	După 72 ore	După 92 ore
1	1	42,0 mm	42,0 mm	42,25 mm	42,25 mm	42,0 mm
2	2	41,75 mm	41,25 mm	42,0 mm	41,25 mm	41,25 mm
3	3	43,50 mm	45,50 mm	45,0 mm	47,0 mm	46,75 mm
4	4	45,75 mm	52,50 mm	51,0 mm	55,0 mm	56,0 mm
5	5	42,0 mm	40,5 mm	40,75 mm	42,0 mm	41,0 mm
6	6	40,0 mm	40,5 mm	40,50 mm	41,50 mm	40,0 mm

Ore de funcţionare a producţiei şi dozaj la MB 6+7 şi cuptorul nr. 6 *Tabela 5*

Data	Ore de funcţionare				Dozaj măsurători	Producţia			
						de pastă		de clincher	
	Sch. I	Sch. II	Sch. III	Zilnic		M. Br.	6 + 7	Cup. 6	
					zgură cuprif.	Orară	zilnică	Zilnică	
	ore	ore	ore	ore	%	t/h	t	t	ore funcţionare
5 III 67	14	14	14,45	42,45	1,77	20,0	855,0	290	22
6 III 67	6,15	9	14	29,15	1,30	21,0	614	282	22
7 III 67	16	6	16	38,00	1,55	20,0	760	287	23
8 III 67	6	×	16	22,00	0,90	20,0	440	313	24
9 III 67	13	6	10	29,00	1,14	21,0	609	320	24
10 III 67	×	×	×	×	—	21,0	—	320	24
Total				161,00	1,39	20,3	3278 t	1812 t clincher	

Tabela 6

Depăşirea în procente a rezistenţelor la compresiune şi tracţiune la două loturi de cimenturi fabricate cu zgură cupriferă faţă de Stasurile în vigoare

Marca ciment	Rezistenţe la compresiune (%)				Rezistenţe la tracţiune			
	1 zi	3 zile	7 zile	28 zile	1 zi	3 zile	7 zile	28 zile
M 400	—	—	32,8	9,2	—	—	63,6	19
RIM	4,0	8,3	14,5	17,0	19,0	25,0	17,0	14

CONCLUZII

— Zgura cupriferă poate să înlocuiască cenuşa de pirită în întregime în procesul de fabricare a cimentului prin procedeul umed, adăugîndu-se la materia primă în proporţie de 1—1,5% (la conţinutul de trioxid de fier existent).

— Zgura cupriferă nu influenţează negativ calitatea pastelor din punct de vedere al proprietăţilor fizice (îngroşare, sedimentare, fineţe de măcinare).

— Comportarea la ardere în cuptoarele rotative a materialului cu zgură cupriferă este îmbunătăţită datorită punctului de fuziune mai scăzut a zgurii cuprifere faţă de cenuşa de pirită.

— În timpul transportului şi depozitării, zgura cupriferă nu emană praf în atmosferă, evitîndu-se astfel vicierea locurilor de muncă.

— Zgura cupriferă are un conţinut de umiditate de 1—2% prin caracterul ei sticlos, ceea ce o face uşor de manipulat şi depozitat, fără ca să adere de pereţii silozurilor ca şi cenuşa de pirită.

— Rezistenţele la compresiune şi tracţiune ale cimenturilor fabricate cu zgură cupriferă au fost simţitor îmbunătăţite.

Acest spor de rezistenţe se manifestă atît la cimenturile inferioare, cît mai ales la cele superioare. Rezistenţele la compresiune ale cimenturilor inferioare la termen de şapte zile au depăşit rezistenţele prevăzute de STAS nr. 1202/62 cu 8,8 — 32,8%, iar 9,2% la 28 de zile. De asemenea, rezistenţele la tracţiune pentru aceleaşi cimenturi şi perioade au crescut de la 20—26%, iar 14—29% la 28 zile.

— Pentru lotul experimental de ciment superior (RIM) rezistenţele la compresiune la 1, 3 şi 7 zile cresc faţă de STAS 6486/62 cu 4—14,5%, la tracţiune cu 17—25%.

— Zgurile cuprifere se pot folosi în bune condiţii şi la fabricarea cimenturilor superioare.

— Zgura cupriferă prin starea ei sub formă sticloasă şi neaderentă elimină blocările în silozurile de depozitare şi dozatoare, ceea ce asigură o dozare continuă şi constantă.

— Zgura cupriferă granulată se găseşte în cantităţi suficiente la combinatele chimico-metalurgice de la Baia Mare şi Copşa Mică, stocuri efectuate în decursul vremii, cît şi din producţia curentă.

— Stocurile de zgură cupriferă ce se vor crea după recuperarea metalelor neferoase, cu instalaţiile noi de recuperare cu care sînt dotate cele două întreprinderi, vor putea fi folosite în industria cimentului prin metoda umedă.

— Folosind zgurile cuprifere granulate în industria cimentului, se va putea valorifica un deşeu nevalorificat în ţară, contribuind din punct de vedere economic la reducerea preţului produselor fabricate.

CRONICA

SIMPOZION privind aplicarea metodei drumului critic în construcţii

În perioada 3-7.IV.1967 a avut loc la Leipzig în R.D.G un simpozion consacrat aplicării metodei drumului critic în construcţii, organizat de delegaţia R.D.G. pe baza programului grupei de lucru pentru aplicarea metodelor matematice moderne şi tehnicii electronice de calcul din cadrul Comisiei permanente pentru construcţii CAER.

La simpozion au luat parte 74 specialişti din institutele de cercetare, institutele de învăţămînt superior şi din organizaţiile de execuţie din ţările membre CAER.

S-au prezentat cinci referate de bază privind principalele aspecte teoretice şi practice ale aplicării metodei, iar dezbaterile s-au desfăşurat pe baza acestor referate, la care s-au prezentat 30 coreferate urmate de discuţii.

Referatele de bază au tratat următoarele probleme :

1. Perfecţionarea metodei drumului critic în ceea ce priveşte elaborarea noilor metode de calcul legate de necesităţile construcţiilor şi perfecţionarea tehnicii de calcul (delegaţia R.D.G.).
2. Experienţa şi perspectivele de rezolvare a problemelor cu mai multe reţele, cu luarea în considerare a repartizării raţionale a resurselor (delegaţia U.R.S.S.).
3. Raţionalizarea şi optimizarea fluxului de informaţii, ţinînd seamă de pregătirea şi culegerea datelor primare, circulaţia şi prelucrarea lor (delegaţia R.P.U.).
4. Aplicarea metodei drumului critic la planificarea investiţiilor (delegaţia R.S.C.).
5. Aplicarea metodei drumului critic la planificarea şi conducerea organizaţiilor de construcţii (delegaţia R.S.C.).

Delegaţia noastră a prezentat trei coreferate şi a participat la discuţii. În aceste coreferate s-a arătat stadiul aplicării metodei drumului critic în ţara noastră, care se caracterizează prin aplicarea pe scară din ce în ce mai largă a metodelor de bază cu optimizarea timpului şi studierea unora din metodele de optimizare a folosirii resurselor.

Metodele de bază se aplică atît pentru planificarea lucrărilor în faza de pregătire a execuţiei, cît şi la conducerea şi urmărirea operativă a execuţiei, elaborîndu-se numeroase grafice reţea pentru obiecte complexe şi grafice coordonatoare pentru şantierele importante.

Pentru planificarea investiţiilor, se elaborează de către institutele de proiectare, o dată cu faza STE, grafice coordonatoare de ansamblu care cuprind principalele activităţi şi legăturile dintre toţi factorii care concură la realizarea investiţiilor ; ele sînt menite să constituie documentul de bază pentru stabilirea planului de eşalonare a investiţiilor pînă la darea în funcţiune.

S-au prezentat de asemenea rezultatele experienţei noastre în legătură cu modul de reprezentare a activităţilor, studiile elaborate privind optimizarea folosirii resurselor pentru lucrări repetitive, prin îmbinarea metodei în lanţ şi metodei drumului critic, şi rezultatele obţinute prin studierea modelului probabilist al acestor lucrări.

Intervenţiile noastre au fost bine apreciate şi s-a propus să se continue legăturile, în scopul cunoaşterii cercetărilor, pe măsura obţinerii unor noi rezultate.

Avînd în vedere volumul important al materialelor prezentate, nu a fost posibil a se elabora în cadrul simpozionului concluzii sau propuneri ; materialele urmează a fi studiate din punct de vedere ştiinţific de delegaţia R.D.G. care urmează a prezenta propuneri în acest sens în luna septembrie a.c.

Lucrările prezentate sînt deosebit de valoroase întrucît ele cuprind, conform tematicii simpozionului, realizările recente pe plan mondial şi stadiul dezvoltărilor teoretice şi aplicative în diferitele ţări membre CAER.

Se apreciază în general că însemnătatea metodelor de analiză a drumului critic constă nu numai în modelarea proceselor de construcţie şi elaborarea programelor cu folosirea tehnicii electronice de calcul, ci în faptul că folosirea consecventă a acestor metode impune obligaţia de a se elabora un nou mod de tratare a activităţii de realizare a investiţiilor.

Prin introducerea metodelor ştiinţifice în conducerea producţiei de construcţii apar deosebiri esenţiale, structurale faţă de vechile procedee.

În cele ce urmează se prezintă o scurtă trecere în revistă a lucrărilor şi problemelor celor mai importante ce au fost discutate.

I. PERFECŢIONAREA MODELELOR ŞI PROCEDEELOR DE CALCUL

În literatura de specialitate se cunosc peste 50 de procedee şi metode, dintre care unele sînt identice, dar au denumiri diferite şi dimpotrivă apar unele metode deosebite cu denumiri similare ; de aceea este foarte greu de stabilit o clasificare.

Delegaţia R.D.G. care a prezentat referatul de bază în această problemă a propus a se clasifica metodele şi procedeele în patru grupuri :

— metode de elaborare a graficelor ;

— metode de elaborare a programelor ;

— metode empirice pentru determinarea soluţiilor suboptimale privind repartizarea resurselor ;

— metode de optimizare privind costul minim, repartizarea optimă a resurselor, continuitatea optimă a fluxurilor etc.

Primele două grupe se referă la metode de bază, iar ultimele la metode de optimizare.

În ceea ce priveşte domeniul de aplicare, se disting faza de planificare şi faza de urmărire.

În ambele faze, nivelul de conducere poate varia de la urmărirea execuţiei unui obiect, pînă la conducerea construcţiilor la nivelul economiei naţionale.

În R.D.G. metodele de bază s-au aplicat începînd din anul 1963, însă în prima etapă s-au utilizat numai la planificare în faza de pregătire a execuţiei ; actualizarea grafelor a întîmpinat dificultăţi şi nu a atins eficienţa completă.

Cu toate că s-au obţinut succese importante, se arată că grafele au fost utilizate rareori pentru fundamentarea deciziilor, cu toate că se recunoaşte că constituie un foarte bun instrument pentru luarea deciziilor.

Este însă evident un instrument incomod în cazul stabilirii unor termene arbitrare.

În U.R.S.S., în perioada 1963—1964, s-au utilizat metodele de bază de analiza drumului critic în probleme locale de organizare şi conducere, însă în 1966 s-au realizat deja paşi serioşi pentru introducerea largă în conducerea construcţiilor ; s-au elaborat numeroase instrucţiuni cu caracter normativ, problemele se cercetează într-un mare număr de organizaţii de cercetare şi numai pentru metodele de bază s-au elaborat zece programe de calcul la calculatorul BESM-2 M, Minsk 22 şi M-20 pentru grafice cu pînă la 2 000 noduri şi 1 900 activităţi.

Metode de elaborare a graficelor reţea Scopul este stabilirea legăturilor logice dintre procesele parţiale în cadrul ansamblului. Reprezentarea grafică a acestor legături are deosebită importanţă, întrucît constituie un element fundamental al metodei ; aceasta este însă un mijloc şi nu un scop în sine.

În acest domeniu s-au elaborat numeroase procedee şi denumiri care pot produce confuzii, de aceea este necesar a se porni de la elementele de bază ale grafelor : arce orientate şi noduri.

După cum activităţile sînt reprezentate prin arce orientate sau noduri, există două moduri de reprezentare. Ambele se întemeiază pe teoria grafelor, de aceea lungimea arcelor, direcţia lor şi forma nodurilor nu au nici un rol.

Reprezentarea activităţilor pe arce s-a dezvoltat în S.U.A. şi este actualmente mai răspîndită decît reprezentarea pe noduri care se foloseşte în ultimul timp în special în Franţa sub o formă mai perfecţionată, numită metoda potenţială Metra (MPM).

În discuţii s-au arătat avantaje şi dezavantaje pentru fiecare din procedeele de reprezentare folosite.

În unele ţări, metoda potenţialelor în varianta MPM este considerată mai „fină". În R.D.G. s-au propus chiar unele perfecţionări care permit a se reprezenta mai simplu situaţii relativ complicate ; în alte ţări se continuă a se utiliza exclusiv reprezentarea activităţilor pe arce.

Pentru reprezentarea unor fenomene mai complexe, cînd este necesar a se lua în considerare mai multe alternative, este indicat a se folosi grafe decizionale cu noduri, din care pornesc mai multe drumuri şi cu mai multe evenimente finale ; fiecare ramură reprezintă o alternativă căreia i se atribuie o anumită probabilitate.

Se menţionează un exemplu de aplicare a grafelor decizionale în R.D.G. : organizarea transportului agregatelor pentru un baraj, la care alternativele se refereau la mijloacele de transport folosite, cale ferată, autocamioane sau transport fluvial cu legături şi probabilităţi corespunzătoare.

Elaborarea programelor. Pentru calculul termenilor există numeroase programe care se diferenţiază în special în funcţie de caracteristicile calculatoarelor şi de modul de prezentare a datelor de ieşire.

S-au elaborat de asemenea programe pentru reducerea duratei totale de execuţie pe baza datelor privind durata normală şi maximă a activităţilor (în U.R.S.S. există 4 programe), precum şi programe prin care se calculează o dată cu planul de termene şi necesarul de resurse (în U.R.S.S. s-au elaborat 5 programe, în R.D.G. 3 programe).

Calculul manual se recomandă pentru grafe cu pînă la 200 activităţi în cazul cînd nu sînt necesare variante sau recalculări frecvente.

S-au elaborat modele de întocmire a grafelor într-o prezentare complexă a datelor care cuprind şi tabelul activităţilor şi grafele cu activităţi dispuse ordonat pe linii şi coloane ; pe linii se grupează activităţile similare, iar pe coloane, activităţile ce se execută la acelaşi obiect sau sector.

În ceea ce priveşte calculul termenelor direct pe grafe, la scara timpului, părerile sînt împărţite : unii specialişti le recomandă numai pentru prezentarea datelor finale după elaborarea calculelor prin alte procedee, iar alţii le consideră indicate în special pentru grafe simple.

II. METODE DE OPTIMIZARE

Din experienţa folosirii metodelor de bază care sînt încă folosite pe scară largă în numeroase cazuri, au rezultat o serie de dezavantaje, întrucît aceste metode nu iau în considerare decît în măsură cu totul insuficientă mijloacele necesare executării lucrărilor.

Conducerea execuţiei la orice nivel presupune planificarea coordonată a tuturor lucrărilor ce se execută de unitatea respectivă, ţinînd seamă de capacitatea sa de producţie.

Una din cele mai importante sarcini legate de perfecţionarea sistemului de planificare şi conducere în construcţii este elaborarea metodelor de întocmire şi corectare operativă a planului de producţie pentru toate obiectele executate de o organizaţie independentă, ţinînd seamă de toate restricţiile care se referă la termenele de dare în folosinţă, limitarea resurselor şi folosirea lor optimă după anumite criterii de optimizare.

Prin organizaţie independentă se înţelege orice unitate de execuţie care formează un sistem închis, adică are sarcini de plan date, dispune de anumite capacităţi de producţie şi urmăreşte folosirea lor optimă.

Dimensiunea acestor organizaţii poate fi foarte diferită, trăsătura lor comună este că la nivelul fiecărei organizaţii se efectuează conducerea operativă a lucrărilor.

Problema ce se pune este de a îmbina graficele diferitelor obiecte sau complexe, ţinînd seamă de restricţiile la care este supusă organizaţia de construcţii spre a se obţine valori optime pentru anumiţi indicatori, adică se ajunge la problema *planificării optime (simultane) a mai multor reţele*.

Stabilirea criteriului de optimizare este o sarcină dificilă şi nu este încă posibil a se adapta indicatori sintetici (beneficiu, rentabilitate, reducerea cheltuielilor etc.) de aceea se adoptă indicatori fizici care evident au influenţă asupra rentabilităţii ; unul din cei mai importanţi indicatori fizici este repartizarea raţională a resurselor disponibile, astfel încît să se asigure folosirea lor integrală uniformă şi continuă.

Se disting astfel două tipuri de probleme de bază :

a) minimizarea duratei de execuţie cu condiţia respectării unei diagrame date a disponibilului de resurse ;

b) optimizarea folosirii resurselor cu condiţia respectării unor termene date.

Problema se poate rezolva teoretic prin calcule combinatorii. Soluţia optimă poate fi găsită, alegîndu-se dintr-un număr foarte mare de combinaţii poziţiile în timp ale tuturor activităţilor, în cadrul rezervelor de timp sau în afara acestor rezerve, prin schimbarea duratei activităţilor în limite date în funcţie de variaţia intensităţilor sau prin întreruperea unora sau tuturor activităţilor, astfel încît funcţia obiectiv să aibă valoarea maximă.

Din punct de vedere practic, rezolvarea problemei în acest mod nu este posibilă întrucît durata de calcul la calculatoare este prohibitivă, de aceea a fost necesar a se introduce unele ipoteze simplificatoare cu ajutorul cărora s-au elaborat numeroase metode euristice prin care se obţin soluţii acceptabile, dar nu optime.

Se pot adopta astfel, în locul unui criteriu unic de optimizare, criterii mixte, de exemplu limitarea anumitor resurse şi respectarea unor termene date pentru unele obiecte ; soluţiile ce se obţin conduc la cele mai mici depăşiri ale acestor date.

În ceea ce priveşte resursele, ele se clasifică în resurse de tipul capacităţilor de producţie (mînă de lucru, utilaje, brigăzi specializate ş.a.) şi resurse depozitabile (materiale prefabricate etc.).

Cele mai multe studii au avut în vedere restricţiile privind resursele de tipul capacităţilor de producţie, dar există şi programe care ţin seamă de grafice pentru aprovizionarea unor materiale.

Metodele de optimizare a folosirii resurselor de producţie se pot grupa în trei categorii şi anume :

1. Metode paralele. Prin aceste metode se urmăreşte ca, din mulţimea activităţilor ce încep într-un anumit interval de timp, să se determine o submulţime pentru care necesarul de capacităţi de producţie să nu depăşească limita dată.

Metoda RAMPS face parte din această categorie, însă este relativ puţin utilizată întrucît este foarte complicată, şi necesită numeroase date iniţiale şi calculatoare puternice.

2. Metode seriale. Aceste metode prevăd aranjarea tuturor activităţilor într-o anumită ordine.

Ele sînt apoi succesiv analizate spre a li se determina poziţia în timp, în funcţie de capacităţile de producţie disponibile.

Ordinea în care sînt aranjate activităţile influenţează rezultatele ce se obţin, de aceea este necesar uneori a se studia mai multe variante.

Metoda RPSM (Resource Planning and Scheduling Method) face parte din această categorie.

3. Metode de revizie a graficelor reţea. Prin aceste metode se urmăreşte a se determina durata activităţilor din graf, în aşa fel încît să se minimizeze consumul maxim al capacităţii de producţie. Se porneşte în acest scop de la o soluţie de bază, de exemplu, de la programul ce corespunde termenelor minime de începere.

Metoda DRM (Diagram Review Method) face parte din această categorie.

În lucrările prezentate la simpozion în problema repartizării optime a resurselor s-au conturat două direcţii :

A. Optimizarea graficelor cu mai multe reţele (cazul general).

B. Lucrări repetitive.

A. Metode de optimizare pentru serii de obiecte de acelaşi tip (lucrări repetitive)

În cadrul organizării execuţiei unor serii de obiecte de construcţie de acelaşi tip (clădiri de locuit, construcţii de căi de comunicaţii, agrozootehnice ş.a.), folosirea uniformă a resurselor poate fi în mare măsură pusă în concordanţă cu executarea uniformă a diferitelor procese de lucru.

Pentru planificarea lucrărilor organizaţiilor ce execută asemenea lucrări este raţional a se folosi ciclograma în calitate de model informativ.

Problemele ce trebuie rezolvate în acest caz sînt următoarele :

— stabilirea prin metode corespunzătoare a volumului de resurse ;

— stabilirea proporţiei dintre diferitele capacităţi de resurse şi folosirea pe cît posibil continuă a acestora.

Îmbinarea metodei în lanţ şi a metodei drumului critic conduce la rezolvări avantajoase ; s-au efectuat studii în acest sens în R.D.G., U.R.S.S., R.S.C. şi în ţara noastră.

Algoritmul elaborat în R.D.G., care s-a aplicat în special la combinatele de case, presupune că lucrările se execută integral în lanţ.

În cazul lanţurilor ritmice, ordinea de atacare a sectoarelor nu constituie o problemă ; pentru lanţuri neritmice, se stabileşte ordinea de execuţie care corespunde duratei totale minime.

Algoritmul ţine seamă de pauzele tehnologice dintre activităţi şi de modificarea activităţilor ce se execută în perioada de iarnă.

Se asigură în limite raţionale continuitatea lucrului brigăzilor, calculîndu-se totodată necesarul de materiale, manoperă, utilaj şi mijloace materiale.

Programul elaborat pentru calculatorul ZRA 1 permite a se rezolva probleme pentru care produsul dintre numărul sectoarelor și al brigăzilor specializate este mai mic de 1 000 (m × n 1 000).

Studiile se continuă în vederea optimizării soluțiilor de planificare. Se prevede că, începînd din anul 1968, se vor obține direct din calculator graficele calendaristice de execuție.

B. Rezolvarea problemelor cu mai multe rețele ținînd seamă de folosirea optimă a resurselor

Aceasta constituie una din cele mai importante probleme și, cu toate că s-au depus eforturi stăruitoare, nu se poate afirma că s-a ajuns la o rezolvare satisfăcătoare.

Problema se caracterizează prin dimensiuni mari și prin aspecte multiple și foarte variate de optimizare, de aceea s-au întîmpinat dificultăți atît în încercările de a utiliza metodele matematice clasice de optimizare — programarea matematică — cît și alte procedee mai perfecționate — optimizarea discretă și procedee combinatorii.

Așa cum s-a arătat mai înainte, în paralel cu cercetările teoretice care se continuă, s-au elaborat o serie de algoritme bazate pe procedee euristice.

Aceste algoritme imită modul de lucru al conducătorilor organizațiilor de construcții care, pe baza informațiilor de care dispun, iau decizii privind repartizarea resurselor limitate de care dispun pentru asigurarea execuției diferitelor obiecte.

Unele din aceste algoritme se întemeiază pe analizarea zilnică a mersului lucrărilor : urmărind succesiunea tehnologică necesară, resursele se repartizează în primul rînd activităților celor mai urgente.

În funcție de evoluția lucrărilor se introduc corecturile necesare, așa încît deciziile se întemeiază pe informații operative.

Criteriul de optimizare poate fi minimizarea depășirii termenelor planificate pentru fiecare obiect, cu condiția de a nu se depăși limitele de resurse date, iar minimizarea depășirii limitelor de resurse cu respectarea strictă a termenelor.

Prin acest program nu se ține seamă de toți factorii care influențează producția, de aceea se recomandă ca rezultatele obținute să fie examinate critic de organele executive înainte de luarea deciziilor.

Dintre programele elaborate se menționează următoarele :

— Programul Erall 2 întocmit de biroul pentru tehnica de calcul și mecanizarea lucrărilor administrative în construcții din R.P.U. pentru calculatorul Urall-4.

Metoda Erall este o metodă paralelă și deterministă. Ea permite a se lua în considerare atît resurse de tipul capacităților de producție, cît și resurse depozitabile. Se consideră că intensitatea activităților poate varia între două limite date, se stabilește pentru fiecare activitate posibilitatea de întrerupere și eventual interzicerea lucrului în timpul iernii. Metoda a fost folosită pentru planificarea și conducerea lucrărilor la șantiere, întreprinderi și direcții generale de construcții ; a rezultat că este cu atît mai eficientă cu cît se aplică la nivele de conducere mai cuprinzătoare. Dimensiunile maxime ale modelului : 2 900 activități și 100 resurse.

— Programul Kalibrowka întocmit de Institutul de cercetări de economia construcțiilor din Kiev, U.R.S.S., pentru calculatorul M-20.

Programul ține seamă de variația intensității consumului de resurse pe durata activităților, de întreruperi posibile, de ordinea de prioritate a executării obiectelor și de limitarea resurselor.

Limitele programului sînt : 30 obiecte, 30 resurse, o singură resursă pentru fiecare activitate și maximum 250 de activități simultane.

Programul RPZM elaborat de Institutul de cercetări în construcții și arhitectură din Praga, R.S.C., pentru calculatorul Minsk 22, introduce ipoteza simplificatoare că intensitatea consumului de resurse este constantă pe durata fiecărei activități.

Programul permite a se rezolva probleme cu pînă la 1 000 activități și 100 resurse. Durata de calcul este relativ mare, de exemplu pentru grafe cu 188 activități și 23 resurse, 49 minute, iar pentru 390 activități și 15 resurse ajunge pînă la 140 minute.

— Se mai pot cita de asemenea o serie de programe mai simple elaborate în U.R.S.S. de laboratorul de cercetări economico-matematice al Academiei de Științe și de Institutul Ghiprotis din Moscova și în R.S.C. de exemplu „programul brigăzilor coordonatoare" aplicabil la nivelul întreprinderilor și programul MORZ pentru cvartale de construcții tip.

III. APLICAREA METODEI DRUMULUI CRITIC LA DIFERITE NIVELURI DE CONDUCERE

A. Planificarea investițiilor

Unul din principiile de bază ale metodei drumului critic este ca analiza structurii lucrărilor, lista activităților și gradul de detaliere să se facă în funcție de nivelul la care se va urmări realizarea.

Aplicarea metodei la planificarea și urmărirea realizării investițiilor trebuie să țină seama de punctul de vedere al beneficiarului, pentru care preocuparea principală este reducerea costului și coordonarea lucrărilor în vederea realizării termenelor de dare în exploatare.

Se consideră că metoda drumului critic pune la dispoziția beneficiarilor un instrument eficient pentru planificarea și controlul tuturor lucrărilor de proiectare, execuție și aprovizionare tehnico-materială.

În acest scop, se elaborează în cadrul sarcinii de proiectare sau a studiilor tehnico-economice grafe coordonatoare care reprezintă modelul desfășurării lucrărilor pînă la realizarea investiției și atingerea parametrilor proiectați.

Gradul de detaliere rezultă din condiția de a se pune în evidență legăturile necesare dintre activitățile de proiectare, execuție și aprovizionare.

Se recomandă ca grafele coordonatoare să se elaboreze la institutele de proiectare, de colective de specialiști, sub conducerea șefului de proiect, ele constituind unicul document pentru toate organele de planificare, coordonare, finanțare și servesc pentru :

— determinarea duratei de execuție și a termenelor intermediare ;

— stabilirea programului de elaborare a proiectelor :

— determinarea termenelor de furnizare a utilajelor și materialelor ;

— elaborarea graficelor de detaliu pentru proiectare, execuție și aprovizionare.

În U.R.S.S. s-au întocmit, pe baza experienței acumulate, instrucțiuni metodologice pentru elaborarea graficelor complexe coordonatoare care se aprobă o dată cu sarcina de proiectare și care stau la baza planurilor de perspectivă.

Se recomandă a se începe prin întocmirea a trei grafe coordonatoare parțiale pentru activitățile de proiectare, execuție și aprovizionare care se asamblează apoi într-un graf coordonator general.

La elaborarea fiecărui subgraf, una din metode este de a se porni de la obiectivul final urmărit, determinîndu-se apoi etapele succesive necesare atingerii acelui obiectiv.

Un alt procedeu constă în asamblarea grafelor parțiale pe obiect ; aceasta presupune elaborarea prealabilă a grafelor tip pentru diferitele obiecte. Acest procedeu s-a aplicat în anul 1966, obținîndu-se reducerea cu 70—80% a volumului de muncă la întocmirea grafelor coordonatoare.

După aprobarea graficelor coordonatoare, beneficiarul le distribuie organelor de planificare și finanțare, proiectantului general, executantului și organelor ce se ocupă cu aprovizionarea și furnizarea utilajelor.

Aceste organizații elaborează planul lor de perspectivă, planuri directive anuale și grafe detaliate de execuție.

Există posibilitatea de a optimiza grafele coordonatoare din punct de vedere al eșalonării resurselor financiare sau a altor resurse.

În principiu, s-ar putea folosi și procedeele de optimizare a costului, însă, practic, aceste modele nu au fost folosite datorită cunoașterii insuficiente a funcțiilor cost-durată.

Se consideră de unii specialiști că aplicarea consecventă a metodei drumului critic la planificarea investițiilor va conduce la perfecționarea planurilor de perspectivă ; s-ar putea crea astfel o metodă fundamentată științific de elaborare a acestor planuri.

B. Coordonarea investițiilor pe ramuri de producție sau în profil teritorial

S-a studiat metodologia de întocmire a grafelor coordonatoare care să cuprindă ansamblul investițiilor unei ramuri de producție sau totalitatea investițiilor ce se execută într-o regiune pe o perioadă de perspectivă de cinci ani sau mai mult.

Programul trebuie să aibă în vedere diferitele stadii în care se află investiţiile: lucrări neterminate, lucrări în curs de proiectare, lucrări în pregătire.

Conţinutul activităţilor este diferit de acela din grafele pentru lucrări nominalizate, întrucît în asemenea planuri nu este posibil a se preciza adeseori tehnologia de execuţie.

Scopul acestor grafe este de a stabili structura logică a activităţilor cu legăturile cele mai importante şi de a se da aprecieri orientative ale planului sub forma unor indicatori de bază: termen, cost, priorităţi.

În cazul grafelor coordonatoare ale investiţiilor unei ramuri de producţie se pun în evidenţă cu precădere legăturile funcţionale, de exemplu necesitatea punerii în funcţiune a diferitelor secţii sau fabrici a căror producţie se foloseşte pentru asigurarea cooperării întreprinderilor specializate în cadrul ramurii.

Prin graficele coordonatoare la nivel teritorial se urmăreşte a se rezolva în acelaşi timp şi problemele de sistematizare şi urbanism.

În R.S.C. s-au întocmit în cadrul Comitetului de stat pentru tehnică principii de folosire a metodei drumului critic în domeniul coordonării investiţiilor pe teritorii largi.

Experienţa a arătat că modelele trebuie să fie cît mai cuprinzătoare şi să ţină seamă de diferitele categorii de investiţii spre a se putea ajunge la o justă repartizare teritorială şi în timp.

În anii 1964—66 s-a aplicat această metodă, elaborîndu-se graful coordonator al tuturor clădirilor de locuit şi construcţiilor speciale aferente din oraşul Praga pînă în anul 1970.

Graful cuprinde 500 activităţi. S-a întocmit de asemenea graful coordonator al investiţiilor în reţeaua de căi ferate pentru o perioadă de 10 ani.

Pe baza acestora, s-a elaborat un graf general cu 3 000 activităţi pentru toate investiţiile de pe teritoriul oraşului Praga. Activităţile au fost codificate cu simboluri cu cîte 15 semne, astfel ca să poată fi clasificate după diferite criterii, s-a folosit un calculator Eliott 503.

C. Planificarea şi conducerea întreprinderilor de construcţii

Elaborarea programului de termene şi urmărirea sa pentru diferitele obiecte sau complexe ce se execută de o întreprindere de construcţii nu poate fi privită ca un proces izolat de activitatea de producţie a întreprinderii.

Metodele de analiză a drumului critic au un loc bine precizat în modelul de conducere a întreprinderii, care se consideră că trebuie să respecte următoarele condiţii:

1. Să ofere posibilitatea de a alege şantierele şi obiectele care trebuie incluse în planul de producţie.
2. Să stabilească succesiunea şi timpul de realizare pentru fiecare şantier şi obiect.
3. Să coordoneze realizarea şi darea în funcţiune a obiectelor.

Totodată modelul trebuie să ţină seamă de anumite restricţii:

a. Obiectele de construcţii trebuie realizate în condiţii tehnologice şi organizatorice optime spre a se realiza costuri şi termene minime.

b. Capacitatea de producţie să fie folosită pe cît posibil continuu şi uniform.

Metoda drumului critic este considerată astăzi ca fiind cea mai corespunzătoare pentru rezolvarea problemelor menţionate.

Aplicarea ei cuprinde cinci etape principale cu următorul conţinut:

1. Elaborarea grafelor pentru fiecare investiţie

Grafele se întocmesc în două faze:

— graf coordonator elaborat de către proiectantul principal în cadrul proiectului de ansamblu;

— graf detaliat de execuţie în care se precizează tehnologia de execuţie şi legăturile organizatorice; gradul de detaliere trebuie să permită conducerea brigăzilor de specialitate, adică să se reprezinte părţile de obiecte în succesiunea lor de execuţie pe şantier (ordine operaţională).

2. Concentrarea grafelor în grafe coordonatoare comasate

Ca şi în etapa anterioară se disting două niveluri:

— graful general al întreprinderii pe baza căruia se întocmeşte planul anual;

— graful detaliat la nivelul şantierelor pe baza căruia se întocmesc planurile operative lunare.

Metoda de lucru este aceea a condensării şi comasării grafelor parţiale.

O bună sistematizare a datelor implică o clasificare raţională atît a producţiei (obiecte de construcţii şi elemente de construcţii), cît şi a capacităţilor tehnologice (procese de lucru).

Clasificarea trebuie astfel concepută încît să se poată trece succesiv la trepte cu conţinut din ce în ce mai larg, ceea ce corespunde cu condensarea activităţilor în graf.

Se obţin astfel grafuri mai simple, dar cu un grad de precizie mai redus. Prin comasare se obţin grafuri coordonatoare care din punct de vedere matematic reprezintă modelul sintetic al tuturor grafurilor parţiale.

3. Calculul necesarului de resurse

Cunoscînd indicii de consum de materiale, manoperă şi utilaj pentru fiecare activitate, se pot calcula histogramele consumului de resurse în două ipoteze, după cum se consideră că activităţile încep la termenele minime sau maxime.

În cazul cînd se urmăreşte a se elabora balanţa dintre producţia planificată şi capacitatea de producţie a întreprinderii, fiecare activitate din graf trebuie exprimată în unităţi corespunzătoare (în unităţi fizice de producţie şi în capacităţi tehnologice).

Cunoscînd indicii de consum ai capacităţilor tehnologice, balanţa resurselor în planul operativ se obţine prin multiplicarea matricilor normelor de consum cu vectorul producţiei.

4. Optimizarea balanţei dintre necesar şi disponibil

În această etapă se determină soluţia optimă de planificare, asigurîndu-se folosirea integrală, continuă şi uniformă a principalelor capacităţi de producţie.

În diferite ţări se aplică experimental programele de optimizare descrise în cap. II.

5. Calculul elementelor necesare conducerii lucrărilor

Datele necesare se obţin direct din calculator şi anume vectorii producţiei pentru fiecare interval de timp, corespunzători capacităţilor disponibile.

Prin urmărirea periodică a execuţiei se obţin datele actualizate care se compară cu datele iniţiale.

Metoda expusă mai sus a fost experimentată în R.S.C. la întreprinderea de construcţii din oraşul Gottwaldow, începînd din anul 1965. A fost necesar a se stabili în prealabil nomenclatorul şi clasificarea producţiei şi capacităţilor tehnologice, aşa cum s-a arătat la pct. 2 şi matricea normelor de consum.

Planul operativ este elaborat şi urmărit prin acest procedeu, pe baza unui program pentru probleme cu pînă la 1 800 activităţi şi 96 resurse.

Calculele s-au efectuat la un calculator Minsk 22 la centrul de calcul al Institutului de cercetări de economia şi organizarea construcţiilor din Bratislava.

IV. RAŢIONALIZAREA ŞI OPTIMIZAREA FLUXULUI DE INFORMAŢII

Această problemă depăşeşte în oarecare măsură cadrul problemelor legate de aplicarea metodelor de analiză a drumului critic, ceea ce este explicabil întrucît problema fluxului informaţional nu poate fi tratată decît în ansamblu; nu se pot desprinde aspectele care se referă la metoda drumului critic de problema generală.

Introducerea şi aplicarea metodelor matematice şi tehnicii electronice de calcul în planificarea şi conducerea întreprinderilor poate da rezultate numai dacă se realizează obiectivul final şi anume a elabora un model al întreprinderii care să răspundă întregului complex al problemelor de conducere economică, astfel încît să se poată simula activitatea reală a întreprinderii; concepţia sistemului informaţional trebuie să corespundă acestui obiectiv final.

În general orice sistem informaţional cuprinde următoarele elemente:

— procedee de stabilire a datelor, adică descrierea evenimentelor, faptelor şi anumitor situaţii prin cifre, litere, coduri etc.;

— reglementarea procedeelor de reglementare a datelor (sfera de cuprindere, modul de documentare etc.);

— procedeele de transmitere a datelor la destinaţie;

— procedee de prelucrare a datelor spre a se obţine informaţii pentru adaptarea deciziilor.

Sistemul de informare a unei întreprinderi cuprinde stabilirea, transmiterea şi prelucrarea datelor necesare pentru diferite niveluri de conducere, la care se iau hotărîri şi care determină deci activitatea întreprinderii.

Obiectivul principal al unui sistem informaţional este obţinerea, pe baza anumitor date primare, a acelor informaţii care corespund activităţii de producţie, structurii organizatorice şi formei de funcţionare a întreprinderii, astfel încît diferite niveluri de conducere să primească acele informări care sînt necesare pentru adoptarea deciziilor.

Bineînţeles că în acest scop este necesar a se studia în prealabil ierarhia treptelor la care se iau decizii, descentralizarea raţională a acestor trepte care alcătuiesc structura întreprinderii; aceasta trebuie astfel concepută încît să permită un control eficient cu un consum de muncă cît mai mic, folosind un volum minim de informaţii.

Structura întreprinderii, sistemul de conducere şi de adoptare a deciziilor trebuie să răspundă însă în primul rînd problemei de bază care este planul întreprinderii. El determină activitatea întreprinderii pe perioade mai lungi, pe perioade de perspectivă, iar pentru realizarea lui trebuie adoptată o anumită *strategie*.

În cadrul politicii generale a întreprinderii, determinată în perspectivă prin plan, este necesară o adaptare *tactică* a activităţii întreprinderii pe intervale mai scurte care trebuie să ţină seamă de procedeele de producţie.

Obiectivul urmărit pe perioade mai scurte este conducerea producţiei, repartizarea resurselor existente şi stabilirea răspunsului la întrebările „unde" „cînd" şi „cu folosirea căror resurse şi cheltuieli materiale" trebuie îndeplinită o anumită sarcină de producţie.

Rezolvarea acestor probleme constituie activitatea de programare a producţiei, iar durata perioadei de programare depinde în *primul rînd de nivelul de informare* al întreprinderii.

Eficienţa unui sistem de informaţii este cu atît mai mare cu cît volumul de informaţii pentru luarea deciziilor este mai redus, de aceea diferitele niveluri de adoptare a deciziilor din întreprindere trebuie să primească numai acele informaţii care semnalează evenimentele diferite ale prevederilor planului, abaterile faţă de desfăşurarea normală a procesului de producţie.

De asemenea din acelaşi principiu al eficienţei sistemului rezultă că la fiecare nivel de conducere trebuie reţinută acea informaţie care este legată de adoptarea hotărîrii referitoare la competenţa respectivă, iar la nivelurile superioare să ajungă numai acele informaţii care au legătură cu munca lor.

În modul acesta la unităţile inferioare de conducere ajunge un volum relativ mare de informaţii, iar la cele superioare volumul de informaţii este mai mic deşi importanţa hotărîrilor este mai mare.

Din punct de vedere al sistemului de informaţii *planul* se consideră că determină *cadrul* în care se desfăşoară activitatea întreprinderii, direcţiile de dezvoltare a activităţii şi tendinţele.

Programul cuprinde sarcinile de producţie şi se adaptează continuu situaţiilor ce se ivesc pe durata desfăşurării activităţii întreprinderii.

Problema ce se pune este de a stabili nomenclatorul informaţiilor necesare întocmirii şi urmăririi programului.

Programul rezultă din documentaţia tehnică a obiectelor de execuţie, deci *sursa de informaţii* pentru elaborarea programului este proiectul din care în perioada de pregătire a lucrărilor se extrage informaţia necesară adaptării hotărîrilor care se referă la tactica întreprinderii.

Programul se actualizează pe măsură ce se precizează sarcinile de producţie (dacă n-au fost suficient precizate la început) şi pe baza prelucrării datelor reale de la şantiere.

În diferite situaţii concrete pot apărea deosebiri între conţinutul necesar al informaţiilor şi posibilităţile de obţinere a lor.

Una din informaţiile de bază pentru elaborarea programului este cunoaşterea capacităţii de producţie existentă.

Faţă de dificultăţile de determinare a acesteia, se adoptă uneori drept criteriu forţa de muncă existentă care se poate cunoaşte din evidenţele statistice care constituie deci o grupă de date primare.

Din experienţa lucrărilor efectuate în R.P.U., a rezultat că pentru elaborarea programului este necesar a se dispune de colecţii de date primare care să se refere la:

— necesarul de forţe de muncă, defalcat pentru 25 de meserii

— necesarul de utilaje pentru 25 tipuri principale

— necesarul de materiale (3 000 categorii)

— indici normativi de consum de materiale, manoperă, utilaj.

Din studiul proiectelor, pe baza graficelor reţea, se obţin datele primare, termenele finale şi intermediare, resursele, tehnologia de execuţie, continuitatea proceselor de lucru etc.

După întocmirea programului, o problemă importantă a sistemului de informaţii este urmărirea modului de îndeplinire şi actualizare.

Urmărirea modului de îndeplinire a *planului* se exprimă prin informaţii de sinteză care pot fi extrase din dările de seamă din datele statistice şi evenimentele contabile.

Actualizarea *programului* necesită informaţii mai detaliate şi de volum mai mare; în acest scop se foloseşte un sistem de evidenţe care foloseşte datele programului ca date normative.

La introducerea prelucrării electronice a datelor se tinde spre o detaliere a programului şi a datelor reale care caracterizează producţia spre a fi posibilă compararea mecanică a acestor date.

Informaţiile care se transmit pentru luarea hotărîrilor sînt informaţii selective, reţinîndu-se numai acelea care semnalează abateri, deci necesitatea unei intervenţii.

Metoda de conducere se bazează deci pe urmărirea abaterilor.

Ţinînd seamă de principiul eficienţei sistemului informaţional, de asigurarea întregului proces cu cît mai puţine date primite de la sectoarele de producţie, este indicat să se colecteze numai date privind volumele fizice realizate.

Aceste date se completează cu cele obţinute din fluxul de informaţii care se referă la înregistrarea stocului real de resurse şi al cheltuielilor.

Buna funcţionare a sistemului implică o sincronizare perfectă şi disciplină riguroasă pentru transmiterea şi primirea datelor.

Faţă de volumul foarte mare al datelor ce trebuie prelucrate în întreprinderile de construcţii se impune adoptarea unor metode moderne şi dotarea cu maşini corespunzătoare.

Se apreciază că numai pentru activitatea de programare datele de bază (date normative) necesită circa 5 milioane de semne alfa numerice pentru descrierile lor, iar datele ce intră în sistemul de informaţii din documentaţia tehnică de executare a lucrărilor necesită 13 milioane semne alfa numerice, ceea ce presupune folosirea a 100 000 cartele perforate.

Actualizarea programului şi aprecierea îndeplinirii planului necesită un volum similar de date.

Se menţionează că cea mai mare parte din munca de prelucrare a datelor într-o întreprindere de construcţii îl implică în special sistemul de evidenţă a materialelor, evidenţa salariilor şi transporturile.

Practica acumulată a dovedit că prelucrarea unui asemenea volum de date cu mijloacele clasice ale tehnicii cartelelor perforate nu poate fi suficient de operativă şi exclude posibilitatea folosirii metodelor matematice.

★

Din referate şi discuţii se pot desprinde următoarele aprecieri generale:

— metodele de bază de analiză a drumului critic, cu controlul timpului, se folosesc din ce în ce mai mult;

— Se efectuează lucrări importante privitoare la punerea şi rezolvarea problemelor cu mai multe reţele, avînd în vedere utilizarea raţională a resurselor;

— s-au efectuat primele experimentări pentru aplicarea complexă a metodei în toate fazele de realizare a investiţiilor;

— au devenit actuale lucrările pentru crearea sistemelor informaţionale pentru planificarea şi conducerea producţiei de construcţii.

Pe lîngă problemele care se referă la stadiul actual al dezvoltării teoretice a metodei drumului critic, s-au semnalat şi unele direcţii spre care trebuie să se orienteze cercetările în viitor şi anume:

Perfecţionarea programelor de lucru, spre a se asigura:

— elaborarea automată a reţelelor pe baza listei activităţilor;

— controlul datelor de bază, descoperirea greşelilor, a ciclurilor, a fazelor izolate ş.a.;

— comasarea grafelor tip care să fie introduse ca subprograme în programul general;

— sortarea datelor de ieşire pentru diferite destinaţii.

Perfecţionarea modelelor:

— pentru niveluri superioare de conducere;

— studiul modelelor stochastice care să ţină seamă de aspectele probabilistice ale repartizării resurselor între marile organizaţii de construcţii;

— legătura dintre aceste modele şi metodologia de elaborare a planurilor de perspectivă; elaborarea unor grafe „strategice" pentru fundamentarea întocmirii balanţei de capacităţi la niveluri superioare de conducere;

— modele de optimizare cost-durată.

Ing. J. AURIAN

CONCLUZII

la sesiunea tehnico-ştiinţifică „PROBLEME ACTUALE ÎN TEHNICA FUNDAŢIILOR DIN R.S. ROMÂNIA"

Bucureşti 11—13 mai, 1967

Sesiunea a reunit un număr mare de specialişti din întreaga ţară, care lucrează în cercetare, proiectare şi execuţie în domeniul mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor.

Au fost prezentate trei referate generale şi 35 comunicări şi au avut loc discuţii în legătură cu temele prezentate.

Comunicările s-au referit la probleme grupate în trei categorii şi anume :

a — Probleme referitoare la studiul proprietăţilor pămînturilor şi la metodele de cercetare.

b — Probleme referitoare la aspectele teoretice ale mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor şi la proiectarea fundaţiilor.

c — Probleme referitoare la executarea lucrărilor de fundaţii.

Problemele discutate au scos în evidenţă rezultatele remarcabile obţinute, precum şi interesul deosebit pe care-l prezintă problemele de fundaţii pentru realizarea investiţiilor prevăzute în planul de 5 ani, ca urmare a Directivelor Congresului al IX-lea al P. C. R.

1. Ţinînd seamă de aportul pe care-l are rezolvarea judicioasă a problemelor de fundaţii la reducerea preţului de cost şi a consumului de materiale importante (oţel, cherestea etc.), la asigurarea stabilităţii şi exploatării normale a construcţiilor, participanţii la sesiune consideră indicat ca asemenea consfături să capete un caracter periodic, de exemplu la fiecare 2—3 ani.

A reieşit, în acelaşi timp, necesitatea ca sesiunile viitoare să dezbată un cerc mai restrîns de probleme pentru a se permite adîncirea lor.

În intervalele dintre aceste sesiuni pot fi organizate schimburi de experienţă între diferitele unităţi care lucrează în domeniul mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor. Sînt, de asemenea, recomandate simpozioane organizate de către CNIT sau unităţile de specialitate (catedre de fundaţii, institute de cercetări, etc.) pe teme restrînse.

2. Sesiunea a relevat activitatea intensă şi variată a specialiştilor de mecanica pămînturilor şi fundaţiilor. Totodată, au reieşit, cu această ocazie, şi probleme actuale încă insuficient acoperite, cum sînt cele referitoare la : reologia pămînturilor argiloase, abordarea fenomenelor ce interesează mecanica pămînturilor prin prisma schimburilor de masă şi energie, studiul fenomenelor legate de circulaţia apei prin pămînt şi în special prin pămînturile nesaturate, conlucrarea dintre construcţie şi teren şi modul de repartizare a eforturilor sub talpa de fundaţie, modernizarea metodelor de calcul pentru terenul de fundaţie şi folosirea calculatoarelor electronice.

Expunerile prezentate în consfătuire au arătat că nu sînt integral valorificate experienţa şi utilajele de care dispun unităţile pentru cercetări de teren şi lucrări de fundaţie.

De asemenea, apare necesară intensificarea urmăririi comportării construcţiilor executate, în vederea obţinerii datelor statistice utile proiectării şi lucrărilor de execuţie.

3. În comunicări şi în cadrul discuţiilor au fost făcute propuneri în vederea îmbunătăţirii muncii şi obţinerii de rezultate superioare.

a) Cercetarea în domeniul mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor este divizată în prezent în trei institute de cercetări. Avînd în vedere forţele reduse de cercetare şi mijloacele materiale existente, este potrivit a se concentra activitatea lor, de exemplu prin gruparea într-un singur institut, căruia să i se asigure şi utilizarea corespunzătoare.

b) Este necesar a se urmări unificarea metodelor de lucru în laborator şi pe teren şi utilare corespunzătoare a unităţilor de studii pentru cercetarea de laborator (în special a compresibilităţii şi rezistenţei la tăiere) şi de teren.

c) Progresul cercetării în domeniul fundaţiilor este legat de posibilităţile de experimentare. Lipsa unei unităţi de execuţie pe lîngă institutele de cercetare limitează însă aceste posibilităţi. Se propune ca, pe lîngă institutul unic de cercetări, care ar cuprinde actualele institute de cercetări, să funcţioneze şi o secţie prin intermediul căreia să se poată executa lucrările experimentale legate de cercetare.

De asemenea, este necesară dezvoltarea capacităţilor existente pentru realizarea aparaturii de prospectare a pămînturilor.

d) Necesitatea îmbunătăţirii calităţii lucrărilor de fundaţii justifică existenţa unor întreprinderi specializate, cu personal calificat şi dispunînd de utilaje speciale pe care asemenea lucrări le implică. În acest mod, se va putea asigura valorificarea mai eficientă a rezultatelor cercetării prin introducerea lucrărilor noi de execuţie, pe scară largă, în practică.

e) Este indicat a se asigura coordonarea pe întreaga ţară a procurării utilajelor şi folosirii raţionale a acestora şi, în mod deosebit, a celor ce trebuie importate.

4. Se consideră utilă organizarea de conferinţe şi cursuri de perfecţionare pentru specialiştii ce lucrează în întreaga ţară în domeniul mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor, în cadrul cărora să se prezinte stadiul principalelor probleme. Pot fi organizate seminarii şi lectorate tehnice — cu ajutorul comisiei de fundaţii CNIT, atît pe plan republican, cît şi în diferite centre. Pentru a se putea realiza de către proiectanţi o cunoaştere mai bună a problemelor de specialitate, este util a se da o dezvoltare mai mare cursurilor de mecanică a pămînturilor şi fundaţiilor în cadrul cursurilor postuniversitare.

5. Pentru o legătură mai strînsă a celor ce lucrează în domeniul mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor în toată ţara şi pentru o mai bună informare a lor, se consideră indicată înfiinţarea unei societăţi pentru mecanica pămînturilor şi lucrări de fundaţii, prin intermediul căreia să se realizeze şi afilierea la asociaţia internaţională corespunzătoare.

6. Se propune tipărirea sau multiplicarea materialelor sesiunii, fie în volum special, fie în periodicele existente.

DOCUMENTARE

CONSTRUCŢII NOI PENTRU OLIMPIADA DIN MEXIC 1968

La 12 octombrie 1968 în oraşul Mexico se va aprinde flacăra olimpică, care va marca începerea celei de a XIX-a ediţii a jocurilor olimpice.

Oraşul Mexico şi întreaga ţară se pregătesc intens pentru desfăşurarea jocurilor în cele mai bune condiţiuni. Pe lîngă numeroasele instalaţii sportive actuale se construiesc altele noi şi se extind cele existente.

Dintre cele mai importante construcţii noi care se ridică în oraşul Mexico şi vor deservi jocurile olimpice 1968 se pot menţiona următoarele : Stadionul Azteca, Satul Olimpic, Casa Presei, Palatul Sporturilor, Velodromul, Piscina Olimpică.

O lucrare importantă este de asemenea extinderea stadionului din oraşul universitar, a cărui capacitate creşte de la 65 000 de locuri la 100 000 de locuri, devenind stadionul olimpic principal unde va avea loc ceremonia deschiderii jocurilor.

Stadionul Azteca, pe care se vor desfăşura meciurile de fotbal, va fi una din cele mai frumoase construcţii ale olimpiadei. El a fost inaugurat la 29 mai 1966 de preşedintele Mexicului, G. Diaz Ordaz.

Stadionul are 100 000 de locuri. Terenul de joc, cu dimensiunile de 68 × 105 m, este orientat astfel ca soarele să afecteze egal ambele echipe şi nici una să nu fie deranjată în cazul meciurilor care se desfăşoară în timpul zilei. Distanţa maximă între spectatori şi centrul terenului este de 124 m şi cea minimă între primul rînd şi punctul de corner este de 9,15 m.

Un sistem de drenaj special evacuează apa rapid şi permite utilizarea terenului imediat după cele mai violente ploi.

Echipamentul de sonorizare compus dintr-un dispozitiv divergent cu patru grupuri de difuzoare este instalat într-o nacelă suspendată la 35 m, deasupra centrului terenului, și permite o audiție perfectă pînă în cele mai depărtate puncte ale stadionului.

1. Vedere generală a Stadionului Azteca

Tribunele stadionului au o înălțime de circa 15 m, însă pentru a facilita accesul publicului, terenul a fost excavat pe o adîncime de circa 9 m, îndepărtîndu-se prin aceasta și roca vulcanică sfărîmicioasă care acoperea o parte a zonei.

Suprastructura stadionului este formată din 66 de cadre de beton armat așezate la intervale de circa 12 ... 14 m în jurul stadionului. Fiecare cadru este format dintr-o riglă înclinată și trei stîlpi. Cadrele și o parte din gradenele de susținere a scaunelor au fost turnate monolit, în timp ce pentru restul gradenelor amplasate la partea superioară, în raza de acțiune a unei macarale turn, s-au utilizat elemente prefabricate.

S-a prevăzut ca tribunele să fie acoperite cu panouri ușoare din material plastic rezemate pe grinzi metalice la care ies în consolă circa 39 m pe laturile lungi ale stadionului și circa 20 m la capete.

Stadionul dispune de o serie de amenajări deosebite între care se menționează : patru vestiare cu săli de învățămînt teoretic, o capelă, săli de dușuri, o sală de masaje, o instalație de hidromasaj, un birou pentru fiecare antrenor, 560 wc-uri private în loji și 1526 de wc-uri publice.

Satul Olimpic va putea găzdui 10 000 de atleți și alți membri ai delegațiilor. El ocupă circa 40 ha la sudul orașului Mexico la o distanță de circa 15 km de centrul orașului, în zona numită „Pedregal de San Angel".

Satul Olimpic dispune de legături comode și rapide cu celelalte instalații olimpice cum ar fi centrul sportiv Magdalena Mixhuca, Stadionul Azteca etc., astfel că în maximum 25 de minute se poate ajunge cu autobuzul la orice instalație olimpică, în timp ce pînă la stadionul olimpic nu sînt necesare decît 5 minute.

Satul Olimpic cuprinde 800 de locuințe de 2 ... 3 camere pe unul sau două niveluri, birouri de control ale atleților și birouri administrative, centre de recreație, băi de abur și băi turcești, teatru și cinematograf, servicii medicale etc. S-a prevăzut de asemenea o zonă comercială și două sisteme de parcaje precum și numeroase terenuri de antrenament.

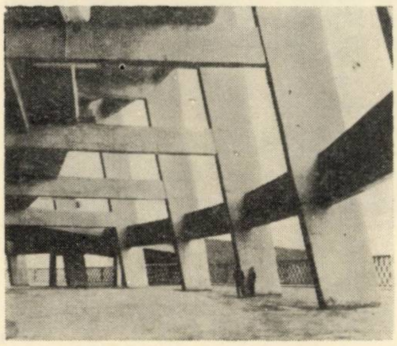
În cadrul Satului Olimpic se va construi Casa Presei cu un spațiu pentru 1 200 de persoane și cu toate instalațiile necesare activităților jurnaliștilor și fotografilor.

După terminarea jocurilor olimpice din 1968, Satul Olimpic va servi ca locuințe pentru funcționarii de Stat.

Palatul sporturilor a fost proiectat de cunoscutul arhitect Felix Candela împreună cu Antonio Peyri și Enrique Castañeda Tamborrel.

Clădirea va avea forma circulară, putînd primi 24 000 de spectatori și va avea 16 000 de scaune fixe și 8 000 scaune demontabile care se pot adăuga la meciurile de box. Cupola clădirii cu diametrul de 160 m și înălțimea maximă de 45 m va fi realizată cu o structură metalică acoperită cu lemn, în timp ce infrastructura clădirii va fi executată din beton armat

În mijlocul clădirii se găsește pista de formă dreptunghiulară cu dimensiunile de 80×50 m ; 2 500 de surse luminoase vor asigura iluminarea interioară a clădirii permițînd retransmiterea competițiilor pe circuitele de televiziune în culori.

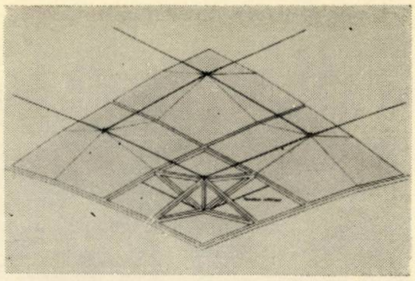


2. Detaliu al stadionului Azteca

Serviciile de presă, radio și televiziune, garderobele, depozitele și sălile mașinilor se găsesc la un metru sub nivelul solului. Mai multe rampe vor permite accesul publicului la o platformă supraînălțată, unde se găsește o cafenea, un restaurant și standuri de băuturi răcoritoare.

Parcajele Palatului Sporturilor au o capacitate de 2 500 de automobile.

Stadionul Olimpic cu 100 000 de locuri se construiește prin extinderea actualului stadion al Universității cu o capacitate de 65 000 de locuri.



4. Palatul Sporturilor – Detaliu de acoperiș

Stadionul va dispune de cele mai moderne sisteme de telecomunicație, de garderobă și dușuri, birouri și boxe pentru presă, servicii medicale pentru atleți și public, restaurante, camere de odihnă pentru participanți și autorități etc. Este interesant de arătat că și spectatorii dispun de un confort neobișnuit pe marile stadioane, fiecare loc avînd rezemători pentru brațe și spate.

CONSTRUCȚIE CU STRUCTURĂ ÎN ÎNTREGIME APARENTĂ

În orașul Pittsburgh (S.U.A.) s-a terminat recent execuția noului imobil al Institutului american pentru cercetări experimentale în psihologie.

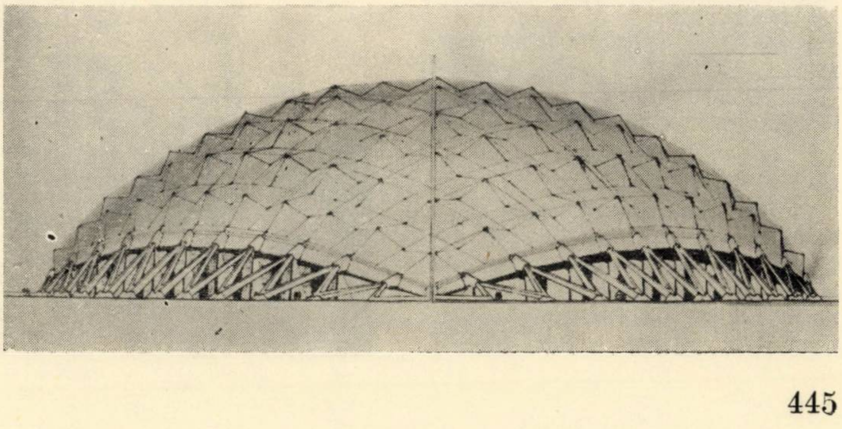
Noua clădire reține atenția atît prin arhitectura exterioară originală (fig. 5) cît și prin alcătuirea structurală neobișnuită.

Tema de proiectare prevedea utilizarea maximală a unei suprafețe reduse cu zona utilă de numai 5 580 m^2, încastrată într-o zonă construită din centrul universitar, fără a stînjeni circulația pietonilor și a vehiculelor și asigurînd parcarea a 100 automobile.

Pentru parcarea automobilelor s-a adoptat soluția de construcție subterană cu două și trei niveluri, cu două accese anterioare, iar pentru degajarea circulației la nivelul solului, clădirea institutului a fost ridicată pe stîlpii unor cadre cu o singură deschidere și anume : cinci cadre transversale și două cadre longitudinale, pe care reazemă construcția propriu-zisă cu șase niveluri (fig. 6) realizată în întregime din beton monolit.

Originalitatea soluției arhitecturale constă în aceea că întreaga structură este complet expusă vederii ; nici un

3. Palatul Sporturilor – Perspectivă



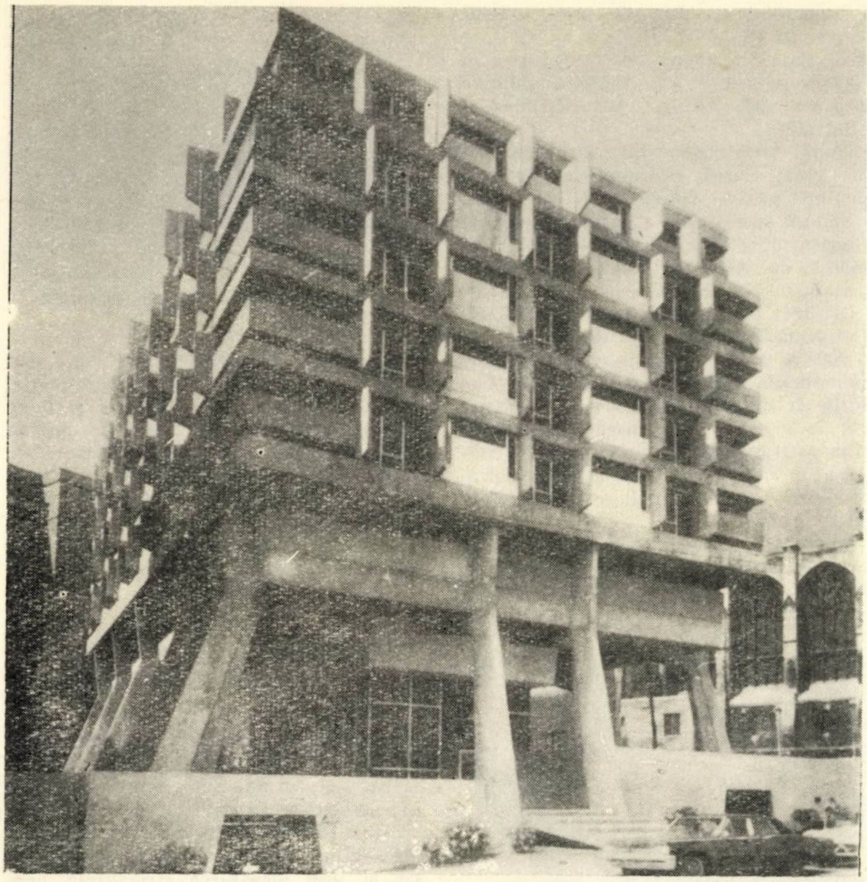


Fig. 5

element arhitectural nu maschează ceva din alcătuirea structurii, în care scop grinzile centură ale planşeelor au fost scoase în faţade, marcîndu-se puternic în consola scurtă.

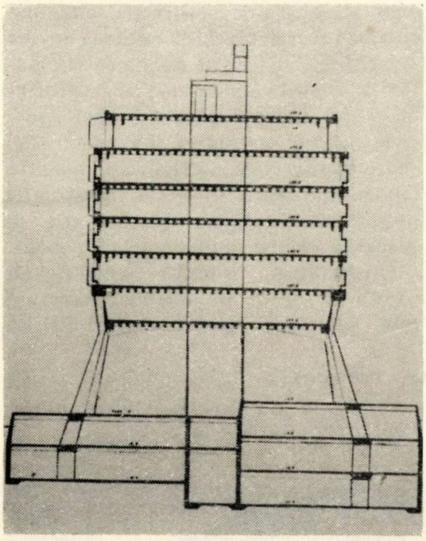


Fig. 6

Un important element arhitectural, legat de destinaţia construcţiei, îl constituie divizarea faţadelor cu timpane scurte finisate cu beton din agregate de granit ; aceste timpane exprimă separarea şi în exterior a cabinetelor de studii şi consultaţii, ceea ce s-a constatat că are asupra pacienţilor un efect psihologic deosebit de favorabil.

Batir, nr. 155, martie 1967

O NOUĂ VIZIUNE A TURNULUI LONDREI

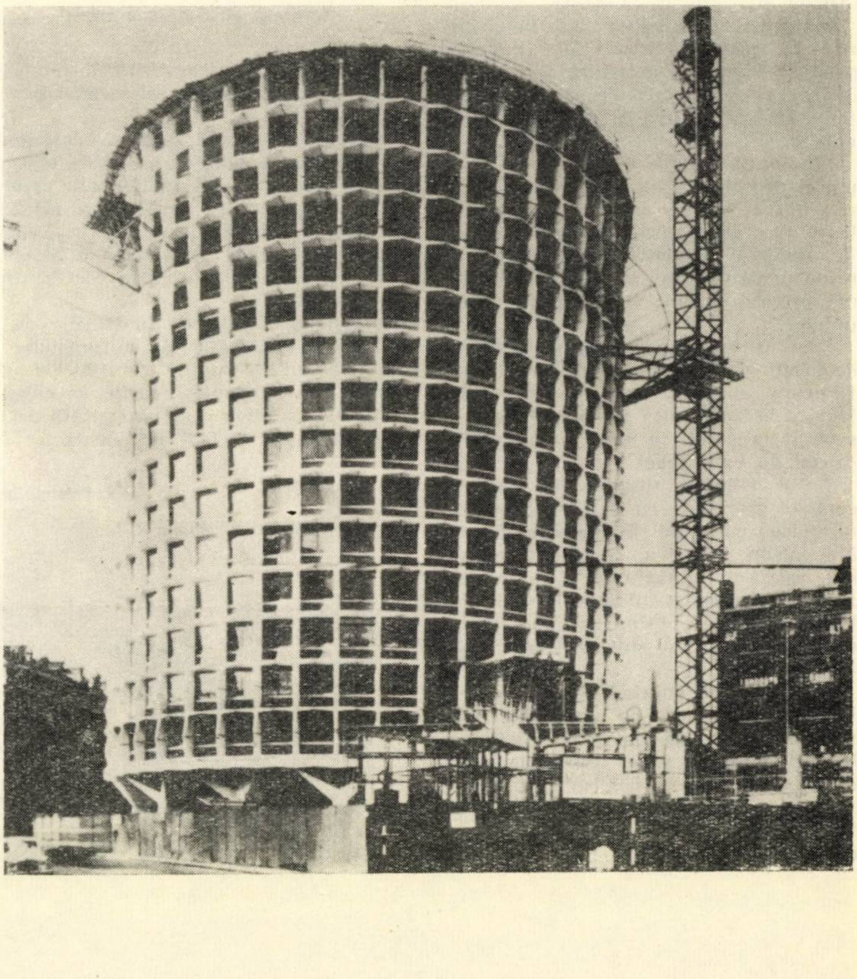
În capitala Angliei, turnurile par că sînt din nou la modă, însă într-un stil şi scop cu totul diferite de cel al celebrului turn de pe malul Tamisei. În prezent la Kingsway, un cartier de afaceri, se construieşte un turn cu 16 etaje pentru birouri. Fiecare nivel, ridicat în 14 zile, este compus din 46 de elemente prefabricate, dintre care fiecare cîntăreşte 3 tone. Aceste elemente, care o dată asamblate constituie structura portantă a faţadei, sînt cruciforme, iar profilul lor colţuros dă turnului un anumit relief. (fig. 7).

Pentru a asigura securitatea şi confortul lucrului pe acest şantier a fost depus un efort deosebit.

Un fileu mare, care încercuieşte turnul, înlătură pericolul căzăturilor şi, pe de altă parte, felul de construcţie permite închiderea rapidă a clădirii cu ajutorul panourilor de faţadă. Astfel, lucrările de finisaj sînt efectuate la adăpost de intemperii.

Batir nr. 155, martie 1967

Fig. 7



CONSTRUCȚIE ORIGINALĂ

Compania Johnnson are două specialități : fabricarea produselor de întreținere și arhitectură.

Conducătorii săi au înțeles, încă de mult timp, că dacă o firmă folosește pentru uzinele și reprezentanțele sale o arhitectură originală ele capătă un mare și durabil prestigiu.

Astfel, cîndva a fost încredințată arhitectului Frank Lloyd Wright construirea uneia dintre principalele uzine ale companiei și care în prezent constituie un monument de arhitectură de renume mondial.

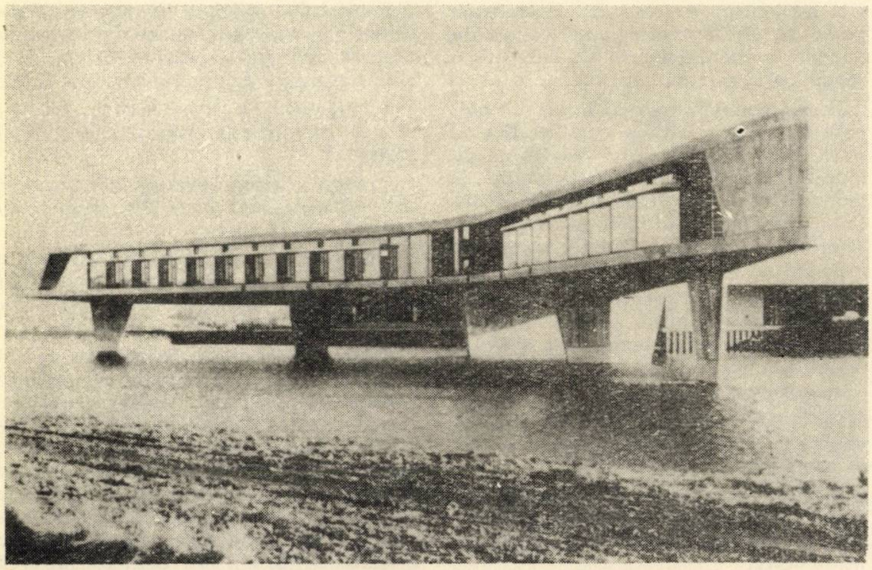
Recent, fiind necesară construirea unei reprezentanțe a filialei sale în Olanda, compania Johnson a căutat să realizeze o clădire originală și suficient de dificil de executat (fig. 8).

Astfel clădirea a fost construită deasupra planului unei ape, și i s-a dat forma unui fel de delta din beton armat în consolă pe toate părțile și rezemînd pe cinci piloți de înălțime și secțiune voit diferite.

Platforma ascuțită la extremități și lată la centru de 20 m sprijină pe o serie de grinzi ortogonale din beton precomprimat ; grinda centrală are o înălțime care variază de la 0,56 la 2,50 m. Celule constituie birourile și sînt distribuite unele lîngă altele cu chibzuință și modestie, pe acest etaj administrativ curios.

Batir nr. 155, martie 1967

Fig. 8



RECENZII

Ping-Chun Wang

NUMERICAL AND MATRIX METHODS IN STRUCTURAL MECHANICS WITH APPLICATIONS TO COMPUTERS

(Metode numerice și matriciale în mecanica construcțiilor, cu aplicații la calculatoare)

New York. London. Sydney,
John Wiley & Sons, Inc., 1966
426 pagini, 130 figuri, tabele.

Mecanica construcțiilor a făcut, în ultimul deceniu, progrese considerabile atît sub aspectul ipotezelor de calcul, care se apropie tot mai mult de comportarea reală a materialului și structurii, cît și cel al modului de rezolvare practică a acestor probleme.

Acest al doilea aspect cuprinde în principal *calculul matricial,* ca metodă matematică de transpunere a fenomenului fizic în problemă și *utilizarea calculatoarelor electronice pentru rezolvarea* practică a problemei.

Literatura străină s-a îmbogățit cu un număr mare de cărți în acest domeniu, fapt care dovedește netăgăduit o orientare nouă, modernă, în gîndirea științifică și tehnică.

Una dintre cărțile cele mai reprezentative, apărută recent, este cea a profesorului Ping-Chun Wang, de la Institutul Politehnic din Brooklyn (S.U.A.).

În intenția autorului, cartea este concepută ca un manual pentru studenții din ultimii ani de studiu și pentru ingineri. Se presupune că cititorul are noțiunile de bază ale programării, deși în anexă se face o scurtă descriere a limbajului FORTRAN.

Cartea cuprinde opt capitole și o anexă ; în cele ce urmează, vom examina pe scurt conținutul ei.

Capitolul 1 este intitulat *metoda diferențelor finite în mecanica construcțiilor.* Multe probleme de mecanica construcțiilor implică rezolvarea de ecuații diferențiale sau cu derivate parțiale. Soluția lor poate fi obținută sub formă finită doar în cazuri simple, cînd condițiile de încărcare, rezemare și proprietățile geometrice și elastice pot fi reprezentate prin expresii matematice simple. Cazurile mai complexe pot fi tratate doar prin metode numerice, cum este aceea a diferențelor finite. Se tratează concis transcrierea derivatelor cu ajutorul diferențelor finite, evaluarea erorilor, mărirea aproximațiilor diferențelor finite și rezolvarea sistemelor de ecuații liniare (metoda Doolittle). În continuare, se aplică această metodă la calculul momentelor și săgeților grinzilor drepte pe reazeme punctuale și pe mediu elastic, efectul deformațiilor asupra eforturilor în arce, flambajul barelor, vibrația grinzilor ținînd seamă de masa proprie.

Capitolul al 2-lea este dedicat *problemelor de ecuații cu diferențe parțiale* (aplicarea diferențelor finite la ecuații cu derivate parțiale). După transcrierea derivatelor parțiale în diferențe finite, se arată trecerea de la coordonate carteziene la coordonate polare, oblice și triunghiulare. Problemele tratate cuprind membrana, torsiunea barelor prismatice, grinda-perete, încovoierea plăcilor și voalarea, vibrațiile membranelor și ecuațiile plăcilor curbe subțiri.

În capitolul al 3-lea se tratează *integrarea numerică.* Sînt prezentate regula trapezului și a lui Simpson, determinarea sarcinii critice de flambaj prin metoda celor mai mici pătrate, idem pentru determinarea frecvențelor proprii, răspunsul dinamic al sistemelor cu unul sau mai multe grade de libertate, integrarea numerică prin metodele lui Runge-Kutta-Gill și Newmark.

Capitolul al 4-la abordează *metode de relaxare în mecanica construcțiilor.* După o scurtă introducere, se arată aplicarea relaxării pentru rezolvarea sistemelor de ecuații liniare, tehnici speciale de relaxare (supra și subrelaxare, relaxarea în bloc și în grup, relaxarea proporțională), apoi se aplică la tratarea sistemelor articulate plane prin metoda deformațiilor. Metoda Cross apare ca un caz particular de relaxare. În încheierea capitolului, se tratează relaxarea la cadrele cu noduri deplasabile, la cele cu bare înclinate și, în sfîrșit, la rezolvarea ecuațiilor cu derivate parțiale.

Capitolul al 5-lea dă noțiunile necesare de *algebră matricială.* Se definesc diferite tipuri de matrici, înmulțirea matricilor, inversiunea lor (metoda Gauss-Jordan, metoda matricilor triunghiulare, fragmentarea în submatrici), transformările liniare și ortogonale, ecuații caracteristice și valori proprii.

Metoda matricială este o tehnică de calcul care folosește teoria matematică a matricilor pentru a determina eforturile interioare și deplasările unei structuri sub sarcini exterioare date. În următoarele două capitole (6 și 7) sînt analizate *metoda forțelor,* respectiv *metoda deformațiilor în mecanica construcțiilor.*

În capitolul 6 se examinează succesiv condițiile de compatibilitate ale sistemelor static nedeterminate, matricea eforturilor, deformațiilor și flexibilităților, deplasările sistemelor static determinate, eforturi static nedeterminate etc.

În capitolul 7 se examinează succesiv deplasările nodurilor și matricea rigidităţilor unei structuri, transformarea deplasărilor nodale în deformaţii ale elementelor, compatibilitatea deformaţiilor, calculul matricei rigidităţilor, transformarea încărcărilor exterioare în forţe la noduri, sumar pentru procedura de urmat în rezolvarea problemelor (liniare) prin metoda deformaţiilor, criterii de stabilitate elastică, vibraţiile libere şi forţate ale structurilor.

Capitolul al 8-lea dă *exemple de programe de calcul*, utilizînd în principal limbajul FORTRAN II, aplicabil la calculatoare tip IBM 1620.

Cartea se încheie cu anexa *elemente de limbaj FORTRAN*.

Prin redactarea sa clară şi gradată, prin varietatea problemelor abordate, prin numeroasele aplicaţii numerice şi exerciţii şi în special prin conţinutul său modern, cartea lui Wang constituie o lucrare reprezentativă a genului.

Dr. ing. M. Soare

O. C. Zienkiewicz

THE FINITE ELEMENT METHOD IN STRUCTURAL AND CONTINUUM MECHANICS. NUMERICAL SOLUTION OF PROBLEMS IN STRUCTURAL AND CONTINUUM MECHANICS

(Metoda elementelor finite în mecanica construcţiilor şi a mediilor continue. Soluţii numerice ale problemelor din mecanica construcţiilor şi mecanica mediilor continue)

London. New York. Toronto. Sydney,
McGraw-Hill Publishing Company
Limited, 1967
272 pagini, 110 figuri

Inginerul de azi este chemat să rezolve probleme de structuri de complexitate mereu crescîndă, cărora matematica clasică, cu toate progresele ei, nu le poate da soluţii decît prin schematizări severe şi cu un consum de timp disproporţionat de mare în procesul de proiectare.

Rapida dezvoltare a calculatoarelor electronice a revoluţionat procedeele de studiu, prin formulări numerice relativ simple. Prin capacitatea mereu crescîndă şi costul tot mai redus al acestor operaţii, devine mai economic să efectuezi un calcul exact, dar laborios, în locul unor calcule aproximative şi de valabilitate îndoielnică. Experienţelor pe modele le sînt preferate, de pe acum, de multe ori, calcule mai economice efectuate cu ajutorul calculatoarelor electronice.

Este cunoscut dinainte procedeul *discretizării* unui mediu continuu complex, adică înlocuirea unui sistem cu o infinitate de grade de libertate, printr-un altul care are un număr finit de grade şi care poate descrie, cu o aproximaţie oricît de bună dorim, sistemul iniţial. Un asemenea proces de discretizare poate fi obţinut prin bine cunoscuta metodă a diferenţelor finite, care are o semnificaţie pur matematică.

O altă metodă, apărută în ultimii ani, pare să ofere avantaje considerabile şi să o facă ideală pentru rezolvarea cu ajutorul calculatoarelor. Este vorba de *metoda elementelor finite*, dezvoltată iniţial ca un concept al mecanicii construcţiilor, dar care poate fi extinsă cu uşurinţă în toate domeniile fizicii matematice.

Cartea de faţă reprezintă prima lucrare cuprinzătoare asupra acestui subiect, care a format pînă acum doar obiectul unor comunicări disparate în diferite congrese.

Cartea cuprinde 15 capitole şi 6 anexe, pe care le vom enumera în cele ce urmează.

Primele două capitole (*calculul rigidităţilor structurilor* şi *elementelor finite ale unui mediu continuu*) au un caracter introductiv.

În capitolul al 3-lea se analizează *starea de eforturi plană şi starea de deformaţii plană*. Dintre aplicaţiile practice menţionăm golul de tunel, golul întărit într-o placă, o vale anisotropă supusă unor eforturi tectonice, barajul supus presiunii exterioare şi interioare a apei, fisurarea etc.

Capitolul al 4-lea analizează *starea de eforturi simetrică în raport cu o axă*. Dintre exemplele ilustrative, menţionăm vasul de presiune din beton precomprimat pentru un reactor.

Capitolul al 5-lea (*elemente îmbunătăţite în probleme bidimensionale*) pune în discuţie elemente finite în formă de patrulater sau de triunghiuri cu puncte nodale intermediare.

În capitolul al 6-lea, problema este extinsă la *eforturile în spaţiul tridimensional*.

Capitolul al 7-lea tratează *încovoierea plăcilor plane* şi conţine numeroase aplicaţii.

În capitolul al 8-lea se studiază *plăcile curbe subţiri ca un ansamblu de elemente finite plane*, cu particularizare pentru baraje în arc, iar capitolul al 9-lea, *plăcile curbe subţiri de rotaţie*.

Capitolul al 10-lea se referă la *probleme de fizică matematică*, cum ar fi propagarea căldurii, scurgerea prin medii poroase, etc., guvernate de ecuaţia cvasiarmonică.

Problemelor de valori proprii, vibraţii şi stabilitate le este dedicat capitolul al 11-lea.

Probleme neliniare-plasticitate, curgere lentă şi deformaţii mari sînt studiate în capitolul al 12-lea prin metode iterative.

Ultimele trei capitole sînt intitulate respectiv *probleme combinate, dezvoltări viitoare* şi, în sfîrşit, *metode şi programe de calcul*.

Cartea este bazată exclusiv pe calcul matricial, ceea ce presupune cunoştinţe corespunzătoare din partea cititorului interesat. Extrema ei conciziune şi limitarea, în general, la indicarea rezultatelor, sub formă de figuri sau tabele, dau de asemenea cărţii un caracter mai ermetic şi mai dificil de urmărit. Ea conţine însă o bogată bibliografie, pe capitole, ceea ce permite, cititorului interesat, consultarea de lucrări suplimentare specializate.

Meritul incontestabil al cărţii rămîne însă faptul de a fi prima monografie privind metoda elementelor finite, cu aplicare în toate domeniile fizicii matematice.

Dr. ing. M. Soare

Rectificare

La articolul ,,Folosirea suprafeţelor subţiri cu dublă curbură la proiectarea unei expoziţii pentru produse din lemn'' de inginer D. Stoicovici, apărut în nr. 6/1967 al revistei

la pag 283 expresia (7) se va citi $m = \sqrt{\ldots - 2\frac{\partial z}{\partial x}\frac{\partial z}{\partial y}\cos\omega}$

,, ,, 285 ,, (10) ,, ,, $n_x \ldots (5y\cos\omega - 3x) -$

,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, $n_y = \ldots - \left[\frac{q_y \sin^2\omega}{4k} \times \times \ldots (3k^2x^2 + 1)\right]$

,, ,, 286 ,, (8^1) ,, ,, $n_y = \ldots \frac{\sqrt{1+h^2(a^2+x^2)} - ka}{k_y + m_1}$

la pag. 286 expresia (8^2) se va citi $t_{xy} = -\frac{\overline{q}_z m_1}{2k}$

,, ,, 288 ,, (10^1) ,, ,, $n_y = \ldots + \frac{\overline{q}_y}{4k}\left(\ldots\right.$

,, ,, ,, ,, (11^2) ,, ,, $t_{xy} = \frac{1}{2}(q_x y + q_y x)$

în figura 18 : pentru capul ipotetic $q_z = 420$ kg/m²
,, ,, 19 : pt $q_z = 180$ kg/m²
,, ,, 21 : q_x
,, ,, 22 : q_x

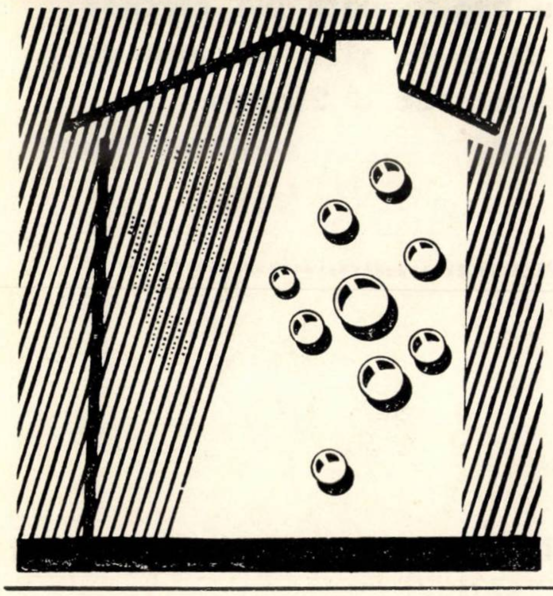
ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

nünchritzer silikone

VEB CHEMIEWERK NÜNCHRITZ

8401 Nünchritz 2, Kreis Riesa
Republica Democrată Germană

contraquin



La Tîrgul din LEIPZIG - 1967
DRESDNER HOF III STOCK

Informații privind importul prin
PETROLEXPORT
BUCUREȘTI — STR. GABRIEL PERI, 2

CONTRAQUIN

Un procedeu de protejare contra intemperiilor, aplicabil la orice tip de construcție

CONTRAQUIN

permite să se prevină deteriorările din îngheț-dezgheț, petele de umezeală, eflorescențele, murdărirea, formarea de alge și mușchi, de ciuperci și bureți, deteriorările datorite agenților atmosferici, gazelor provenite de la unitățile industriale și atmosferei marine, formarea condensului

CONTRAQUIN

un produs verificat, pe bază de siliconi, utilizat la protejarea construcțiilor
un produs al

VEB CHEMIEWERK NÜNCHRITZ

Protejarea construcțiilor se realizează prin stropire, vopsire sau inversare.

Soluția Contraquin diluată în apă conduce în scurt timp la formarea unei pelicule invizibile de siliconi — permeabilă pentru aer dar cu efect hidrofob.

CONTRAQUIN NS 11 și NH 31

(anterior denumite CONTRAQUIN I și L)

pentru toate materialele poroase produse de industria silicaților precum: zidării de cărămidă, betoane și tencuieli, țigle de acoperiș, piatră naturală și blocuri artificiale

CONTRAQUIN NS 14

(anterior denumit CONTRAQUIN IV)

special pentru construcții utilizînd lianți pe bază de ipsos sau anhidrit, pentru plăci de ipsos sau glagit

ÎNTREPRINDEREA DE PRODUSE
DIN
CERAMICĂ FINĂ PENTRU CONSTRUCȚII

CESAROM

LIVREAZĂ PROMPT
(din stocuri disponibile)
FĂRĂ REPARTIȚIE

Coloranți
pentru
porțelan

Diverse materiale de instalații sanitare și electrice

Oxizi coloranți
pentru
faianță

Cuiburi cu bile-formate din carcasă metalică de ∅ 43 și L 35 mm cu bilă de rulment de ∅ 25 mm.

B-DUL PRECIZIEI Nr. 1 • TELEFON 31.51.61 • RAIONUL 16 FEBRUARIE • BUCUREȘTI

FABRICA DE GEAMURI SCĂENI

RAION ŞI REGIUNE PLOIEŞTI

Telefon: 1-18-32, PLOIEŞTI

Livrează din stoc, fără repartiţie,
pe bază de comandă

- **Vată brută**
- **Confecţii rogojini rabitz de 3 cm**
- **Confecţii rogojini rabitz de 5 cm**
- **Confecţii carton de 3 cm**
- **Confecţii carton de 5 cm**
- **Confecţii saltele**

FABRICA DE CIMENT COMARNIC

REGIUNEA PLOIEȘTI, TELEFON: 33

PRODUCE ŞI LIVREAZĂ
PENTRU PRIMA DATĂ ÎN ŢARĂ
PE BAZĂ DE REPARTIŢIE

CIMENTURI COLORATE

ÎN URMĂTOARELE CULORI DE BAZĂ: NEGRU, VERDE ŞI GALBEN, DE URMĂTOARELE MĂRCI:

- **CIMENT NEGRU, marca 400, cu rezistență de 320 kg/cm^2 la 7 zile;**
- **CIMENT VERDE, marca 400, cu rezistență inițială de 320 kg/cm^2 la 7 zile.**
- **CIMENT GALBEN, marca 400, cu rezistență inițială de 250 kg/cm^2 la 7 zile.**

De asemenea, mai livrează pe bază de repartiţie și: CIMENT ALB marca 300, cu grad de alb de 73%, și CIMENTURI ALUMINOASE mărcile 400 și 500

Solicitanţii se pot adresa la M.I.C. - D.G.A.D. - București, bd. Magheru nr. 1-3, telefon 16-20-12 — sau direct Fabricii de ciment - Comarnic.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

LABORATORUL CENTRAL DE ÎNCERCĂRI ȘI EXPERIMENTĂRI ÎN CONSTRUCȚII

ȘOSEAUA PANTELIMON nr. 266 • RAION 23 AUGUST, BUCUREȘTI

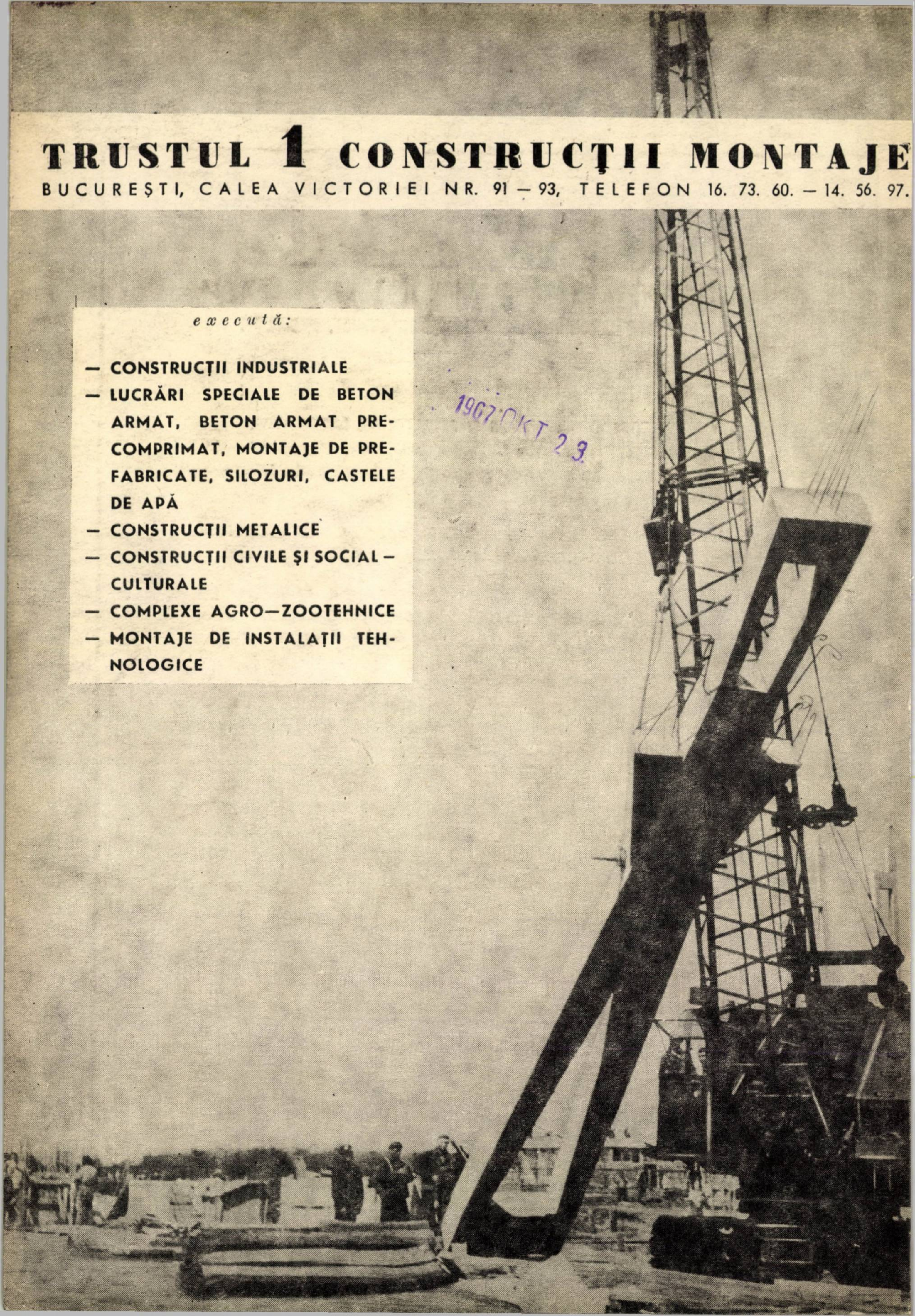
Execută la cerere următoarele categorii de lucrări:

- ÎNCERCĂRI, DETERMINĂRI ȘI ANALIZE DE LABORATOR pentru verificarea caracteristicilor fizico-mecanice și fizico-chimice ale materialelor de construcție conform standardelor, normativelor și condițiilor tehnice în vigoare
- ANALIZE ȘI ÎNCERCĂRI ASUPRA MATERIALELOR DE CONSTRUCȚIE NOI în vederea stabilirii caracteristicilor lor
- ÎNCERCĂRI DE ELEMENTE DE CONSTRUCȚII, ANSAMBLE DE ELEMENTE DE CONSTRUCȚII ȘI CONSTRUCȚII ÎNTREGI pentru verificarea calității sau expertizarea lucrărilor de construcții.
- ASISTENȚĂ TEHNICĂ PE TEREN sub formă de încercări, experimentări sau lucrări de laborator cu specificul de construcții, pentru organizațiile de execuție, de proiectare sau beneficiare de lucrări de construcții-montaj
- SISTEMATIZAREA ȘI INTERPRETAREA REZULTATELOR ÎNCERCĂRILOR, DETERMINĂRILOR ANALIZELOR DE LABORATOR proprii sau efectuate în alte laboratoare, în vederea obținerii de date statistice pentru îmbunătățirea calității lucrărilor și stabilirea omogenității produselor
- ÎMBUNĂTĂȚIREA METODELOR EXISTENTE SAU ELABORAREA DE NOI METODE DE ÎNCERCĂRI, precum și MODIFICAREA sau ELABORAREA DE STANDARDE SAU NORMATIVE privind aceste metode

Laboratorul Central de încercări și experimentări în construcții funcționează în cadrul INCERC. Nivelul tehnic al acestei noi organizații, mijloacele tehnico-materiale de care dispune sînt o chezășie a aportului ce-l va aduce în ridicarea calității construcțiilor.

TRUSTUL 1 CONSTRUCŢII MONTAJE

BUCUREŞTI, CALEA VICTORIEI NR. 91 — 93, TELEFON 16. 73. 60. — 14. 56. 97.



execută:

- CONSTRUCŢII INDUSTRIALE
- LUCRĂRI SPECIALE DE BETON ARMAT, BETON ARMAT PRECOMPRIMAT, MONTAJE DE PREFABRICATE, SILOZURI, CASTELE DE APĂ
- CONSTRUCŢII METALICE
- CONSTRUCŢII CIVILE ŞI SOCIAL — CULTURALE
- COMPLEXE AGRO—ZOOTEHNICE
- MONTAJE DE INSTALAŢII TEHNOLOGICE

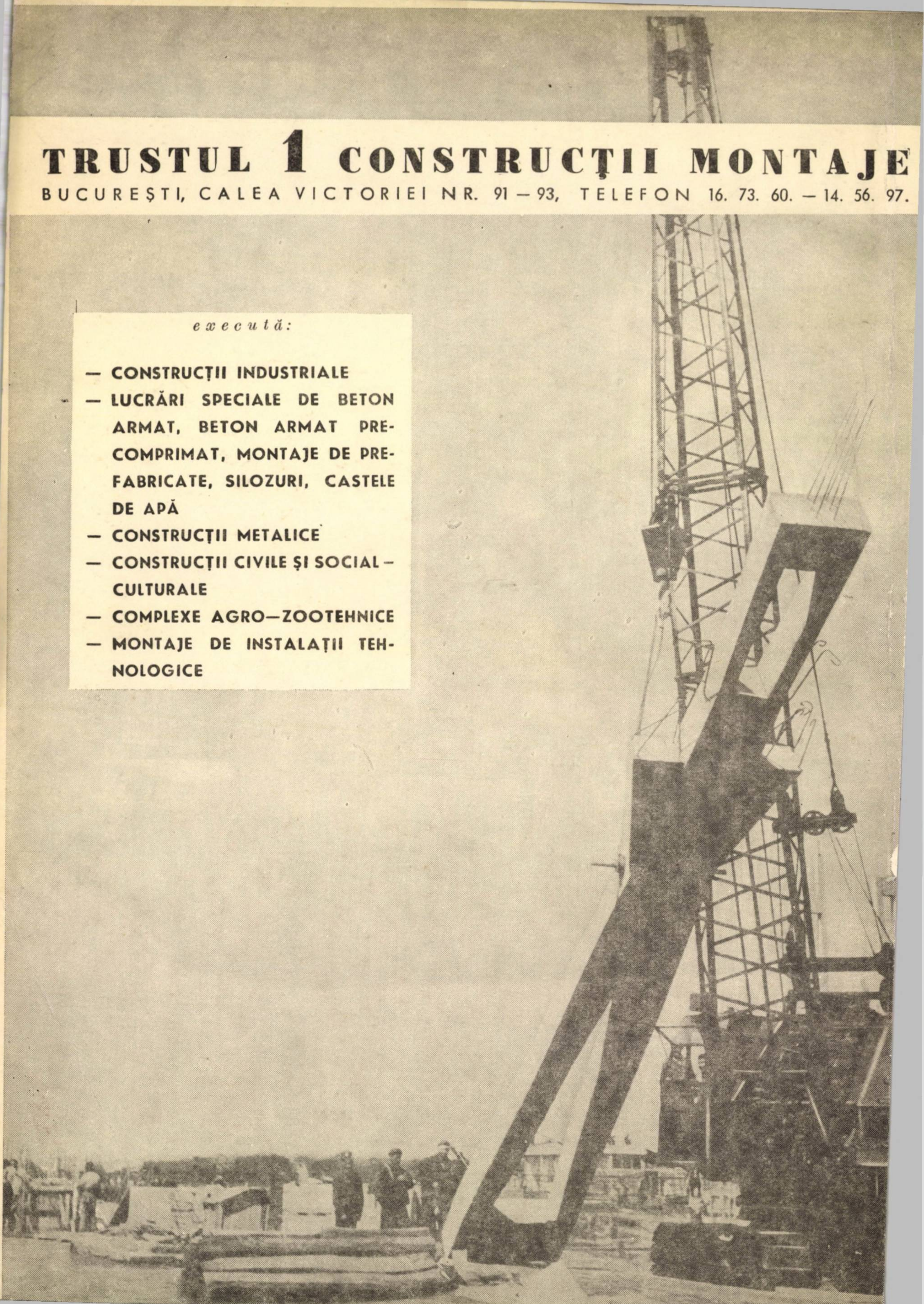
1967 OKT 23

1967 9

R

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII



TRUSTUL 1 CONSTRUCŢII MONTAJE

BUCUREŞTI, CALEA VICTORIEI NR. 91 – 93, TELEFON 16. 73. 60. – 14. 56. 97.

execută:

- CONSTRUCŢII INDUSTRIALE
- LUCRĂRI SPECIALE DE BETON ARMAT, BETON ARMAT PRECOMPRIMAT, MONTAJE DE PREFABRICATE, SILOZURI, CASTELE DE APĂ
- CONSTRUCŢII METALICE
- CONSTRUCŢII CIVILE ŞI SOCIAL-CULTURALE
- COMPLEXE AGRO–ZOOTEHNICE
- MONTAJE DE INSTALAŢII TEHNOLOGICE

E 1688

R

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

9

1967

VOLUMUL 21, Nr. 9

SEPTEMBRIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

V. PETCU, SILVIA MINEA
Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat, simplu rezemate pe un colţ şi pe două laturi adiacente 449

E. KEINTZEL
Calculul simplificat al forţelor seismice la construcţii multietajate 452

AL. ANDJULOVICI
Izolarea termică optimă a clădirilor blindate . . 455

ŞT. ILIESCU
Încăperile acumulatoarelor electrice staţionare şi prezumatul pericol de explozie 460

G. GHEORGHE, AL. STELLU
Cu privire la folosirea formulei Colebrook la dimensionarea conductelor de gaze de presiune joasă 462

TR. POPESCU, AL. VRACA
Structura costurilor şi probleme ale reducerii indicilor de investiţii la lucrările comerciale . . 467

H. TEODORU
Ciment super-refractar, liant pentru betoane superrefractare 474

E. BEIU, T. HOSSU
Raţionalizarea schemelor tehnologice privind prepararea, transportul şi punerea în operă a mortarelor pe şantierele de construcţii . . 480

C. D. C. COSTESCU, T. ALTENLIU, LUCIA POP
Sudarea rosturilor la îmbrăcăminţile de pardoseli din covoare şi dale PVC folosind aparatul tip Zinzer . . . . , 483

NOTE

I. N. PETCULESCU
Şarpantă celulară autoportantă din semifabricate de lemn 487

I. MOICEANU
Instalaţie mecanizată de format fîşii cu goluri . . 492

RECENZII

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în cont avans conform aprobării D.R.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

SUMMARY

V. PETCU, S. MINEA : Plastic calculation of rectangular plates in reinforced concrete taking a plain support on one corner and on two adjacent sides

The authors are investigating the plastic behaviour of rectangular plates in reinforced concrete, plainly supported on one corner and two adjacent sides and stressed by permanent and temporary loads, uniformly distributed all over their area. To this end, they have recourse to the rupture line theory, combined with the minimal re-distribution criterion. The results obtained are used to establish some thumb rules wich could be appled to determine the momenti of calculation for such structural elements.

E. KEINTZEL : A simplified calculation of seismic stresses in multi-storey buildings.

An analysis is given of a number of simplified relations, capable of yielding a fairly good approximation of values to be adopted when checking the strenght of multi-storey buldings, where only the fundamental proper mode may be considered for an antiseismic design.

AL. ANDJULOVICI : The optimal thermal insulation of shielded buildings.

In countries with a continental or semi-continental climate, thermal insulation of buildings is a problem with both a hygienico-sanitary and an economical aspect. From the hygienic and sanitary point of view, thermal insulation combiend with the heating system are intended to ensure, during the whole heating period, the prescribed standard of thermal confort.

The capacity of the heating system and the fuel consumption are in areverse proportional relation with the building thermal insulation, i.e. the higher the latter the lower the first two.

The rise in the building insulation capacity is accompanied by an increase in its costs.

The author describes a new method of calculation which, he claims, would allow to find the best compromise ,,building-plus installations'', both from the indoor thermal confort and from the economic points of view. He choses the case of shielded buildings.

ŞT. ILIESCU : The rooms of stationary electric acumulators and the presumed hazard of explosion.

G. GHEORGHE and AL. STELLU : On the use of Colebrook formula for dimensioning the low-pressure gas pipes.

T. POPESCU and A. VRACA : Cost structure and problems rised by investment index cut-off in trade works.

With the aim to investigate the possibilities of reducing overal and specific costs of investmens made for the new trade units and, in the mean time, to identify the factors leading to wasteful expenses or else those susceptible to be cut-down without detrimental consequences in service, the Board of Trade has caried out — through its Design and Study Department — a technico-statistical study. Over 100 parameters, characteristic for trade investments, their geometric elements and the detailed structure o their component costs were investigated. To this end, a number of 15 trade complexes situated in independent buildings — recently designed and erected in Bucharest — were analysed and solved for a variety of situations. More than 30 000 data were analysed, the results being presented in the paper together with some pertaining remarks.

H. TEODORU : The super-refractory cement, a new binder for super-refractory concretes.

Refractory concretes lend themselves more easily and more quickly to various processing procedures than do works in shaped materials; they avoid the difficult problem of joints, they require a much shorter time to work up, they require less skill arc and cheaper.

The laboratories of the Cement Factory in Comarnic produced in 1964 a cement of the refractory type and namely a calcium aluminate white cement.

The author describes the recipe, the process of manufacture and the results of tests carried out. He also presents some informations about a semi-industrial experimental production realized in 1966.

E. BEIU and T. HOSSU : A rationalization of technological schedules for mortar transport and working, in building sites.

The authors give an anlysis of a number of more particular aspects presented by works using mortar, of keeping a record of the existing inner reserves and of the possibilities available for solving such problems; this analysis is based on investigations carried out at three building companies.

In conclusion, state the authors, the main concern should be given toa, consideration of the possible ways available for reducing mortar-requiring works by replacing dry slab copings, by reducing the volume of plastering works through apparent concrets or, at least, by obtaining surfaces the finishing work of which will be reduced to a 4 – 5 mm thick plastering layer, applied through mechanical means.

C. D. COSTESCU, T. ALTENLIU and LUCIA POP : Joints soldering in the case of PVC slab carpets for floor pavement, by using the Zinser type apparatus.

PVC floor pavements are obtained under the form of either strips or slabs. Since it is required to obtain a perfectly tight floor pavement, the problem of soldering the joints was give an increased consideration as the use of such pavements became more widespread.

The object of the present study is to establish those parameters which allow to obtain a satisfying structure and in the meantime to find a method for checking the strength of the solder against forces acting along a direction normal to the joint and consequently to find the capacity of the soldering to prevent contractıons whhic lead to joint opening.

I. PETCULESCU : Self-bearing cellular framework in wood semifabricated elements.

The author gives a suggestion for the use of wood-fiber boards (P.F.L.) and chipboards (PAL) as a framework material, thus replacing the square-edged timber generally used for such purposes. The solution suggested, claims the author, has the advantage of reducing the consumption of square-edged timber, while in the meantime it cuts down the prime costs and finds a wide field of application in small size buildings.

I. MOICEANU : Mechanized installation for the production of voided strips.

In the romanian enterprises for prefabricated products, voided strips are produced through the chain-of-sets manufacturing process, by using either fixed moulds or the prompt subsequent striking.

Whatever the procedure applied, most of the operations and in particular the pouring, the striking etc. are carried out manually while others are carried out in succession and thus are highly time-consuming.

To solve all these troubles, the Design Shop of the Factory for Concrete Prefabricated Elements in Brașov has designed a mechanized installation for the manufacture of strips with voids. This installation is integrated in a chain-of-sets manufacturing process for strips with voids, where the puring, the striking and the shuttering operations are carried outin a mechanized cycle.

SOMMAIRE

V. PETCU, S. MINEA : Calcul dans la région de plasticité des plaques rectangulaires en béton armé, prenant appui simple sur un coin et sur deux côtés adjacentes.

Les auteurs examinent le comportement dans la région de plasticité des plaques rectangulaires en béton armé prenant appui simple sur un coin et sur deux côtés adjacentes, plaques sollicitées par des charges temporaires et permanentes, uniformément distribuées sur toute leur surface. On applique dans ce but la théorie des lignes de rupture, combinée avec le critère de la redistribution minimale. Les résultats obtenus servent à établir des règles simples pour la détermination des moments de calcul pour ces éléments de construction.

E. KEINTZEL : Calcul simplifié des forces séismiques sollicitant les constructions à plusieurs niveaux

Pour les structures à plusieurs niveaux — où il est permis de ne prendre en considération que le mode propre fondamental dans l'étude antiséismique — l'auteur analyse quelques relations simplifiées capables de fournir une très bonne approximation des valeurs que l'on doit adopter à la vérification des structures.

AL. ANDJULOVICI : Isolation thermique optimale des bâtiments blindés.

Dans les pays à climat continental ou semi-continetal, l'isolation thermique des bâtiments représente un problème à la fois hygiénique-sanitaire et économique. Du point de vue hygiénique et sanitaire, l'isolation thermique et l'installation de chauffage ont pour but d'assurer, pour toute la durée du chauffage, le confort thermique prescrit.

La capacité de l'installation de chauffage et la consommation de combustible baissent de façon inverse proportionnelle à l'augmentation de l'isolement thermique de la construction.

La hausse de la capacité d'isolement de la construction est accompagnée par la hausse de son prix.

L'auteur se propose de trouver une méthode de calcul, qu'il décrit d'ailleurs et qui permette de déterminer l'association optimale „bâtiment + installations", et du point de vue du confort thermique intérieur et du point de vue économique. Il a choisi le cas des bâtiments blindés.

ŞT. ILIESCU : Les salles accumulateurs electriques stationnaires et le présumé danger d'explosion.

G. GHEORGHE et AL. STELLU : Sur l'emploi de la formule Colebrook pour dimensionner les conduite de gaz basse pression.

T. POPESCU et A. VRACA : Structure des coûts et problèmes posés par la baisse des indices d'investissements dans les constructions à destination commerciale.

Afin de pouvoir apprécier les possibilités de réduire les coûts généraux et spécifiques des investissements faits pour les nouvelles unités commerciales et afin de pouvoir dépister les éléments qui donnent lieu à des dépenses inutiles ou bien susceptibles de réductions sans entraîner des conséquences néfastes en exploitation, le Ministäère du Commerce Intérieur a entrepris, par son Département d'Etudes, une étude technique et statistique. Plus de 100 paramètres caractérisant les investissements destinés au commerce, leur éléments géométriques et la structure détaillée des coûts dont ils se composent étaient examinés. Dans ce but, les études ont porté sur 15 complexes commerciaux situés dans des immeubles indépendents, récemment conçus et construits à Bucarest et pour lesquels on a apporté différentes solutions.

Plus de 30 000 données étaient examinées; les résultats, sous forme de remarques, sont présentés dans l'article.

H. TEODORU : Ciment super-réfractaire, un liant pour les bétons super-réfractaires.

Les bétons réfractaires peuvent être travaillés avec beaucoup plus de facilité et de rapidité que les travaux en matériaux façonnés ; en effet, ils escaladent le difficile problème des joints, le délai requis pour leur mise en oeuvre est plus court, la main-d'oeuvre requise est moins qualifiée, et enfin, ils coûtent moins.
Dans les laboratoires de la fabrique de ciment de Comarnic, on a produit en 1964 un ciment du type liant réfractaire, à savoir un ciment blanc en aluminate de calcium.
L'auteur en présente la recette, le mode de fabrication et les résultats expérimentaux. Il présente aussi quelques informations sur la production expérimentale semi-industrielle réalisée au cours de l'année 1966.

E. BEIU et T. HOSSU : Rationnalisation des schémas technologiques concernant le transport et la mise en oeuvre des mortiers sur les chantiers de construction.

Les auteurs se préoccupent des aspects les plus divers présentés par les travaux où interviennent les mortiers, de la mise en évidence des réserves internes et des possibilités de solutionner ces problèmes ; les vues présentées par les auteurs sont basées sur une étude conduite sur trois entreprises de construction.
En conclusion, on apprécie qu'il est nécessaire de diriger les préoccupations vers les possibilités de réduire les travaux nécessitant du mortier, en remplaçant les chapes par des plaques sèches, de réduire le volume des enduits en réalisant des bétons apparents ou, au moins, en réalisant des surfaces dont le finissage puisse être achevé par une couche d'enduit de 4–5 mm d'épaisseur, réalisée par des moyens mécanisés.

C. D. COSTESCU, T. ALTENLIU et LUCIA POP : Soudage des joints des recouvrements pour panchers en tapis de constitues dalles PVC, au moyen de l'appareil Zinser.

Les recouvrements en PVC pour planchers sont confectionnés sous la forme de bandes ou de plaques. La nécessité de réaliser un recouvrement parfaitement étache pour le plancher a posé, avec l'emploi sur une large échelle des recouvrements en PVC, le problème de la fermeture par soudage des joints.
Dans l'étude présentée les auteurs se sont proposé comme but d'établir les paramètres que l'on doit assurer pour obtenir une soudure satisfaisante et de trouver une méthode pour vérifier la résistance de la soudure aux forces dont la direction d'application est normale à son axe et, par conséquent, pour établir la capacité de la soudure d'empêcher le retrait qui cause l'ouverture des joints.

I. PETCULESCU : Charpente cellulaire autoportante en demi-produits de bois.

L'auteur présente une solution pour l'emploi des panneaux fibro-ligneux (P.F.L.) et des panneaux agglomérés en copeaux de bois (PAL) comme matériau pour charpentes pouvant remplacer le bois équarri utilisé généralement dans ce but. Cette solution permet de réduire la consommat on de bois équarri et, partant, de réduire le coût de revient ; elle trouve une application relativement large surtout dans le cas des constructions à dimensions réduites.

I. MOICEANU : Installation mécanisée pour le moulage des bandes à jours.

Dans les entreprises roumaines pour produits préfabriqués, les bandes à jours sont exécutés par le procédé de fabrication en chaîne d'agrégats, en faisant recours ou bien aux moules fixes ou bien au décoffrage immédiat.
Quel que soit le procédé appliqué, la majorité des opérations, et notamment le coulage, le décoffrage etc. sont exécutées à la main, tandis que d'autres opérations sont exécutées l'une après l'autre, ce qui prend un temps considérable.
Afin de remédier à ces inconvénients, l'Atelier d'Etudes des Entreprises pour Préfabriqués en Béton de Brașov a étudié et dessiné une installation mécanisée destinée à la confection des bandes à jours. Cette installation s'inscrit dans un processus de fabrication des bandes à jours en chaîne d'agrégats, où le coulage, le décoffrage et le coffrage sont des opérations mécanisées.

INHALT

V. PETCU, S. MINEA : Die plastische Bemessung von rechteckigen Stahlbetonplatten in einer Ecke und entlang zwei nebebeinander liegenden Seiten gestützt

Der Artikel untersucht das plastische Verhalten von rechteckigen Stahlbetonplatten in einer Ecke und entlang zwei nebeneinander liegenden Seiten gestützt und durch über die gesamte Fläche gleichförmig verteilte ständige und unständige Belastungen beansprucht. Zu diesem Zweck werden die Bruchlinientheorie und das Kriterium der kleinsten Wiederverteilung angewandt. Auf Grund der erlangten Ergebnisse werden einfache Regeln abgeleitet die der Bestimmung der theoretischen Momentenwerte die derartige Bauteile beanspruchen dienen.

E. KEINTZEL : Vereinfachte Bestimmung von Erdbebenkräften bei der Bemessung von mehrstöckigen Baukonstruktionen.

Der Verfasser untersucht einige vereinfachte Gleichungen die uns genügend genaue Annäherungswerte für die rechnerische Prüfung eines Bauwerkes liefern können und die anzuwenden sind bei der erdbebensicheren Bemessung einer mehrstöckigen Baukonstruktion wo angenommen werden kann dass die einzige Berücksichtigung der Eigenschwingungsform zulässig ist.

AL. ANDJULOVICI : Optimaler Wärmeschutz von fensterlosen Gebäuden

Der Wärmeschutz von Gebäuden ist eine Frage mit hygienischen, sanitären und ökonomischen Folgen in Ländern mit Kontinental- und Halbkontinentalklima. Der Wärmeschutz und die Heizungsanlage haben, von einem hygienisch-sanitären Standpunkte aus betrachtet, als Zweck eine im vornherein vorgeschriebene thermische Behaglichkeit während der gesamten Heizungsdauer zu sichern.

Sobald sich der Wärmeschutz eines Gebäudes ändert, ändert sich auch die Leistungsfähigkeit der Heizungsanlage sowohl wie der Brennstoffverbrauch – letzterer nämlich umgekehrt proportional zu dieser Änderung.

Eine Erhöhung des Wärmeschutzes eines Gebäudes hat jeweils als Folge auch eine Erhöhung der Herstellungskosten.

Der Verfasser stellt sich als Ziel im Rahmen dieses Artikels ein Rechenverfahren vorzuführen das, für den gegebenen Fall eines Gebäudes, ermöglichen soll das Komplex ,,Gebäude + Heizungsanlage'' zu optimisieren unter Berücksichtigung der inneren thermischen Behaglichkeit und der Wirtschaftlichkeit. Man behandelt den Fall eines fensterlosen Gebäudes.

ST. ILIESCU : Räume für stationäre Elestroakkumulatoren und die vermutliche Explosinsgefahr

G. GHEORGHE, AL. STELLU : Über die Anwendung der Colebrookschen Formel bei der Bemessung von Niederdruck Gasleitungen

T. POPESCU, A. VRACA : Kostengestaltung und einige Fragen betreffend die Herabsetzung der Investitionskennziffern von Handelsbauten.

Das Ministerium für Innenhandel – Studien – und Projektierungsabteilung – hat eine technisch-statistische Untersuchung durchgeführt um die Möglichkeiten zu erforschen die gesamten und spezifischen Investitonskosten der neuen Handelseinheiten herabzusetzen und ausserdem diejenigen Elemente zu bestimmen die unnütze Ausgaben erzeugen und deshalb herabgesetzt werden können ohne die Betriebsbedingungen zu beeinträchtigen. Es wurden untersucht über 100 Parameter die eine Handelsinvestition kennzeichnen, die geometrischen Elemente sowohl wie die detaillierte Gestaltung der bildenden Kosten. In dieser Hinsicht wurden untersucht 15 Handelszentren in einzelnen, jüngstens entworfenen und gebauten Bukarester Wohnhäusern – jedes in einer anderen Lösungssart ausgeführt.

Die eingehende Untersuchung von über 30.000 Forschungsergebnissen ermöglichte einige Schlüsse zu ziehen die im Rahmen diese Artikels vorgeführt werden.

H. TEODORU : Superfeuerfester Zement, ein Bindemittel für superfeuerfeste Betone

Feuerfeste Betone werden veil rascher und leichter hergestellt als Bauten aus Formetilen da in diesem Falle die schwierige Frage der Verbindungen umgegangen werden kann; ausserdem sind die Bautermine kürzer und die Nachfrage nach hochqualifizeirten und teuren Arbeitskräften geringer.

Im Laboratorium der Zementfabrik aus Comarnic wurde im Laufe des Jahres 1964 ein feuerfester Zement nämlich weisser Zement aus Kalziumaluminat hergestellt.

Der Verfasser beschreibt die Herstellungsweise, gibt an die Zusammensetzung und befasst sich mit den Versuchsergebnissen. Im Abschluss werden auch einige Daten angegeben betreffend eine experimentelle halbindustrielle Herstellung aus dem Jahre 1966.

E. BEIU, T. HOSSU : Rationalisierte Schemas für Erzeugung, Transport und Anwendung von Mörteln an der Baustelle

Im Artikel untersucht man einige bedeutendere Aspekte denen man bei der Errichtung von Bauten bei denen man Mörtel benützt begegnet; es werden hervorgehoben die inneren vorhandenen Reserven sowohl wie die Möglichkeiten über die man verfügt – alles begründet durch eine Untersuchung durchgeführt bei drei verschiedenen Bauunternehmen.

Im Abschluss wird hervorgehoben dass man sich eingehend befassen sollte mit den verschiedenen Möglichkeiten die uns geboten werden den Kostenpreis von Mörtelarbeiten herabzusetzen durch Anwendung von Trockenplatten anstatt nassen Tünchen, Verminderung der Tüncharbeiten durch weitgehende Anwendung von Sichtbetonen oder wenigstens durch Herstellung von Betonflächen deren Fertigung erreicht werden kann durch einfaches Einbringen einer 4–5 mm dicken, mechanisch aufgebrachten Tünchschicht.

C. D. COSTESCU. T. ALTENLIU, LUCIA POP : Schweissen der Fugen von PVC Fussbodenbelägen mit einem Zinser Apparat.

PVC Fussbodenbeläge werden aus Streifen oder Platten hergestellt. Da völlig geschlossene Fussbodenbeläge verlangt werden sah man sich genötigt in immer grösserem Ausmasse geschweisste Fugen einzuführen.

Die vorliegende Untersuchung sollte diejenigen Parameter bestimmen die ein einwandfreies Schweissen der Fugen bedingen; sie sollte ebenfalls ein Verfahren finden für die Prüfung einer geschweisten Fuge unter dem Angriff von senkrechten Kräften und dadurch anschliessend bestimmen inwiefern eine geschweisste Fuge Schwindungserscheinungen und darauffolgende Rissbildung verhüten kann.

I. PETCULESCU : Selbsttragendes Zelldachgerüst aus Holzhalbfabrikaten.

Im Artikel wird untersucht eine Lösung hinsichtlich der Anwendung von Holzfaserplatten (PFL) und Holzspannplatten (PAL) als Dachgerüstbaustoff um auf diese Weise das üblicherweise angewandte Kantholz zu ersetzen. Die vorgführte Bauweise beitet eine Lösung Kantholz zu ersparen und zur selben Zeit den Kostenpreis herabzusetzen; sie findet reichlich Anwendung bei kleinen Bauten.

I. MOICEANU : Mechanisierte Vorrichtung zur Gestaltung von Hohlraumplatten

In unseren Fertigteilwerken erzeugt man die Hohlraumplatten nach dem Fliessbandfertigungsverfahren entweder in festsitzeden Giessformen oder durch unmittelbares Ausschalen.

Die Mehrheit der Arbeitsvorgänge, unter anderem insbesondere das Giessen des Betons, das Ausschalen u.a.m. sind Handarbeit; andere Arbeitsvorgänge werden in einer bestimmten Reihenfolge durchgeführt und verbrauchen viel Zeit.

Um diese Nachteile auszutilgen wurde im Projektierungsbüro des Kronstädter Werkes für Betonfertigteile eine mechanisch arbeitende Vorrichtung entworfen für die Erzeugung von Hohlraumplatten. Sie wird eingegliedert in einen komplexen Erzeugungsprozess nach dem Fliessbandfertigungsverfahren organisiert und durch mechanisches Giessen, Schalen und Ausschalen gekennzeichnet.

СОДЕРЖАНИЕ

В. ПЕТКУ, С. МИНЯ: Расчёт р пластической области прямоугольных железобетонных плит, свободно опертых на одном углу и по двум, прилегающим к нему сторонам,

В статье рассматривается поведение в пластической области прямоугольных железобетонных плит, свободно опертых на одном углу и по двум, прилегающим к нему сторонам, под воздействием постоянных и временных, равномерно распределенных по всей их поверхности нагрузках. Для этой цели применяется теория линий разрыва, к которой присоединяется критерий минимального перераспределения. Основываясь на полученных результатах, выведены несложные правила для определения расчётных моментов для данных конструкций.

Э. КЕЙНЦЕЛЬ: Упрощенный расчет сейсмических сил в случае многоэтажных сооружений.

Автор рассматривает для этажных конструкций,где приемлем учет лишь основного собственного модуля антисейсмического проектированися, упрощенные зависимости, могущие дать весьма хорошее приближение значений, которые следует принимать при проверке вышеуказанных структур.

А. АНДЖУЛОВИЧ: Оптимальная теплоизоляция безоконных зеаний.

В странах с континентальным или полуконтинентальным климатом, теплоизоляция зданий является вопросом как санитарно гитеническим, так и экономическим. С точки зрения санитарно-гигиенической, теплоизоляция вместе с отопительной системой предназначены для обеспечения, — на всю продолжиутельность отопительного периода, — определенного теплового режима.

По мере роста теплоизоляции здания изменяется мощность отопительной системы, а также и расход топлива, который уменьшается обратно пропорционально данному росту.

Увеличение теплоизоляционной способности здания сопровождается ростом его стоимости.

Автор задался целью описать расчетный метод, который, — в случае одного здания, — позволяет найти оптимальную совокупность: ,,здание — отопительная система'' как с точки зрения внутреннего комфорта, так и с точки зрения экономической. Выбран случай безоконных зданий.

ШТ. ИЛИЕСКУ: Помещения стационарных электрических аккумуляторов и предполагаемая опасность взрыва.

Г. ГЕОРГЕ, СТЕЛЛУ АЛ.: К использованио формулы Колебрука газопроводов низкого давления

Т. ПОПЕСКУ и А. ВРАКА: Структура стоимостей и вопросы снижения показателей капиталовложсений йпристроительстве торговых сооружений.

В виду изучения возможностей снижения общих и удельных стоимостей строительства новых коммерческих предприятий, а также с целью выявления факторов, вызывающих бесполезные расходы или же расходы , могущие быть уменьшенными без неблагоприятных последствий в эксплуатации, Министерство Внутренней Торговли, при посредстве проектно-исследовательского сектора, разработало технико-статистическое исследование. Было рассмотрено свыше 100 параметров, характеризующих торговые сооружения, их геометрические элементы и подробная структура составляющих стоимостей. С этой целью было исследовано 15 торговых комплексов, расположенных в отдельных зданиях, недавно спроектированных и выполненных в Столице с применением различных решений.

В результате исследования свыше 30 тысяч данных, были высказаны некоторые замечания, которые приводятся в рассматриваемой статье.

Х. ТЕОДОРУ: Сверхогнеупорный цемент как вяжущее для сверхогнеупорного бетона.

Огнеупорный бетон можно приготовить более легко и быстро чем выполнять работы из фасонных материалов, устраняя, таким образом, трудный вопрос стыкования, сокращая время укладки в дело, при помощи менее квалифицированных рабочих и, следовательно, снижая себестоимость.

В лаборатории цементного завода в Комарнике, в 1964 году, был изготовлен цемент типа огнеупорного вяжущего, а именно белый цемент из алюмината кальция.

Автор приводит рецепт, описывает способ изготовления и результаты экспериментирования. Затем даются данные и относительно промышленно-показательного производства, осуществленного в 1966 году.

З. БЕЙЮ и Т. ХОССУ: Рационализация технолоигческих схем, касающихся подготовки транспорта и применения в дело растворов на стройках.

Предметом статьи является анализ наиболее характерных аспектов, возникающих при выполнении работ, где используются растворы, а также выявление существующих внутренних резервов и возможностей отыскания необходимых решений в результате исследований, предпринятых на трех строительных предприятиях.

В заключение, авторы считают необходимым ориентироваться относительно возможностей сокращения работ, требующих использования раствора, путем замены стяжек сухими плитами, а равно и относительно возможностей снижения объема штукатурных работ посредством осуществления лицевых бетонов или же по меньшей мере реализации поверхностей, отделка которых могла бы решаться применением штукатурного слоя толщиною в 4—5 мм, наносимого механическим способом.

К. Д. КОСТЕСКУ, Т. АЛТЕНЛУЙ и ЛУЧИЯ ПОП: Сварка швов у половых ковровых покрытий из плит ПВХ с использованием прибора типа Цинсерань.

Половые покрытия из ПВХ осуществляются в виде настилов или плит. Необходимость получения вполне непроницаемых покрытий привела к тому, что вопрос заделки швов сварочным способом возник одновременно с применением их в широком масштабе.

Настоящее исследование имело целью, помимо установления параметров, позволяющих осуществление доброкачественной сварки, найти метод проверки устойчивости сварки к действию перпендикулярно действующих на нее сил, а значит и определения способности сварки противодействовать усадке, вызывающей раскрытие швов.

И. ПЕТКУЛЕСКУ: Самонесущее ячеистое покрытие из древесных полуфабрикатов.

В статье приводится решение, использующее в качестве материала для покрытий древесноволокнистые (ПФЛ) и древесностружечные (ПАЛ) плиты, заменяющие собой обычно применяемый в подобных случаях пиломатериал. Таким образом, рассматриваемая система позволяет получить экономию пиломатериалас с одновременным снижением себестоимости и находит сравнительно широкое применение для небольших построек.

И. МОЙЧАНУ: Механизированная установка для формования пустотелых настилов.

На отечественных предприятиях по изготовлению сборных изделий настилы выполняются агрегатно-поточным методом производства с использованием либо неподвижных форм, либо способа немедленной распалубки.

В обоих случаях большинство операций и, в частности, укладка, распалубка и пр. выполняются вручную, другие же — последовательно, требуя значительной затраты времени.

В целях устранения указанных недочетов, в проектной мастерской предприятия сборных изделий из бетона в Брашове был разработан проект механизированной установки по формовке пустотелых настилов. Эта установка размещается в процессе изготовления пустотелых настилов в агрегатном потоке, где укладка, распалубка и опалубка выполняются механизированным способом.

Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat, simplu rezemate pe un colț și pe două laturi adiacente

Dr. ing. V. Petcu, matem. Silvia Minea
INCERC

I. INTRODUCERE

În cadrul seriei de lucrări consacrate dimensionării în domeniul plastic a plăcilor dreptunghiulare de beton armat, cu una sau mai multe rezemări pe colțuri, solicitate de sarcini uniform distribuite, s-au studiat pînă în prezent plăcile simplu rezemate pe toate cele patru colțuri [5] și plăcile simplu rezemate pe o latură și pe două colțuri [6].

Studiul ce urmează are ca obiect determinarea capacității de rezistență și dimensionarea în domeniul plastic a plăcilor dreptunghiulare simplu rezemate pe un colț și pe două laturi adiacente, folosindu-se în acest scop teoria liniilor de rupere. Schema plăcilor și modul lor de solicitare sînt reprezentate în figura 1.

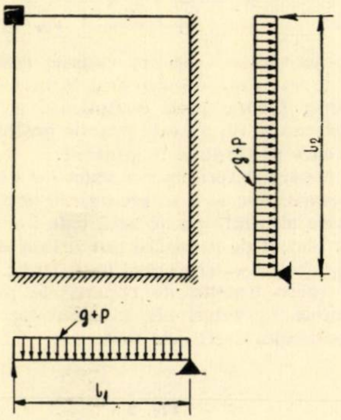


Fig. 1

Pe baza rezultatelor obținute se stabilesc reguli simple pentru determinarea momentelor de calcul ale acestor elemente de construcție, ținîndu-se seama de principiile metodei de calcul la stări limită.

II. NOTAȚII

g — sarcina permanentă de calcul, uniform distribuită pe unitatea de suprafață;

l_1, l_2 — mărimile laturilor plăcii, l_1 fiind mărimea laturii mici;

L_M — lucrul mecanic virtual al momentelor plastice care acționează de-a lungul liniilor de rupere, în stadiul de mecanism al plăcii;

L_Q — lucrul mecanic virtual al sarcinilor de calcul (permanentă + temporară), în stadiul de mecanism al plăcii;

M_1, M_2 — momentele elastice maxime ale plăcii, pe direcțiile laturilor l_1 și l_2;

M_{p1}, M_{p2} — momentele plastice ale plăcii, pe direcțiile laturilor l_1 și l_2;

p — valoare arbitrară a sarcinii temporare, uniform distribuite pe unitatea de suprafață;

p_1 — valoarea sarcinii temporare uniform distribuite pe unitatea de suprafață, corespunzătoare atingerii limitei de curgere de calcul simultan în punctele cele mai solicitate ale armăturii de pe cele două direcții ale plăcii;

p_n — sarcina temporară normată, uniform distribuită pe unitatea de suprafață;

p_u — sarcina temporară de calcul, uniform distribuită pe unitatea de suprafață;

R_a — limita de curgere de calcul a armăturii;

r — coeficientul de redistribuție al plăcii;

r_a — valoarea limită a coeficientului de redistribuție, pînă la care armătura se comportă elastic sub acțiunea sarcinilor de exploatare;

x, y, z — parametrii mecanismului de rupere al plăcii;

α_1, α_2 — coeficienții de influență ai momentelor elastice maxime M_1 și M_2;

λ — raportul dintre latura mică și latura mare ale plăcii;

ξ, η, ζ — coeficienții de influență ai parametrilor mecanismului de rupere al plăcii;

σ_a — efortul unitar din armătură, corespunzător deschiderii admise a fisurilor sub acțiunea sarcinilor de exploatare;

$$q = g + p; \quad q_1 = g + p_1;$$

$$q_n = g + p_n; \quad q_u = g + p_u;$$

$$\xi = \frac{x}{l_1}; \quad \eta = \frac{y}{l_2};$$

$$\zeta = \frac{z}{l_2}; \quad \lambda = \frac{l_1}{l_2}.$$

III. IPOTEZE DE CALCUL

1. Plăcile sînt solicitate de sarcini permanente și temporare, uniform distribuite pe toată suprafața lor.
2. Sarcina permanentă se consideră constantă și egală cu valoarea ei de calcul.
3. Sarcina temporară poate varia de la zero la valoarea ei de calcul.
4. Pe direcția fiecărei laturi, armătura este uniform distribuită pe toată lățimea plăcilor.
5. Epuizarea capacității de rezistență a plăcilor are loc prin transformarea lor în mecanisme sub acțiunea sarcinilor permanente și temporare de calcul, ca urmare a formării unui număr suficient de linii de rupere.
6. Plăcile se presupun asigurate împotriva ruperii prin străpungere a colțului simplu rezemat.

IV. MECANISMUL DE RUPERE

Plăcile considerate în acest studiu au un singur mecanism de rupere, ale cărui deplasări sînt funcție de trei parametri, notați cu x, y și z.

Schema acestui mecanism este reprezentată în figura 2.

V. ECUAȚIA DE ECHILIBRU PLASTIC

Expresia generală a ecuației de echilibru plastic a plăcilor studiate, obținută pe baza principiului lucrului mecanic virtual aplicat stadiului de mecanism al acestora, este

$$L_M + L_Q = 0. \tag{1}$$

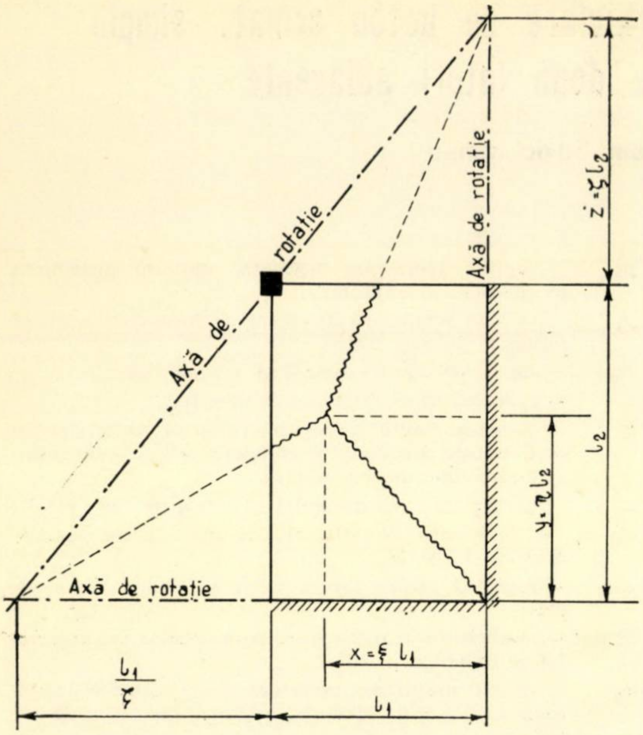


Fig. 2

Pentru o deplasare virtuală unitară a punctului de intersecţie a liniilor de rupere, lucrurile mecanice virtuale produse de momentele plastice şi de sarcinile permanente şi temporare de calcul au expresiile

$$L_M = \frac{\eta(1+\zeta)(1+\zeta-\eta)M_{p1}+\lambda^2\xi(1+\zeta)(1+\zeta-\xi\zeta)M_{p2}}{\lambda\,\xi\,\eta(1+\zeta-\eta)(1+\zeta-\xi\zeta)} \tag{2}$$

$$\frac{1}{q_u l_2^2}\,L_Q = -\frac{\lambda}{6}\cdot$$

$$\cdot\frac{(1+\zeta)^2(1+\zeta-\eta)(1+\zeta-\xi\zeta)-(1+\zeta-\eta)-\zeta^3(1+\zeta-\xi\zeta)}{\zeta(1+\zeta-\eta)(1+\zeta-\xi\zeta)} \tag{3}$$

Ţinînd seamă de relaţiile (2) şi (3), ecuaţia (1) devine

$$6\zeta[\eta(1+\zeta)(1+\zeta-\eta)M_{p1}+\lambda^2\xi(1+\zeta)(1+\zeta-\xi\zeta)M_{p2}]=$$
$$=\lambda^2\xi\eta\,[(1+\zeta)^2(1+\zeta-\eta)(1+\zeta-\xi\zeta)-(1+\zeta-\eta)-$$
$$-\zeta^3(1+\zeta-\xi\zeta)]\,q_u l_2^2. \tag{4}$$

VI. EXPRESIILE MOMENTELOR PLASTICE

Ecuaţia (4) are două necunoscute, reprezentate de momentele plastice M_{p1} şi M_{p2}. De aceea, pentru obţinerea valorilor acestor momente, este necesară o ecuaţie suplimentară.

Pentru alcătuirea acestei ecuaţii se utilizează criteriul redistribuţiei minime [2], [3], conform căruia redistribuţia minimă de eforturi, necesară pentru transformarea unei plăci în mecanism, se obţine în cazul în care limita de curgere de calcul este atinsă simultan în punctele cele mai solicitate ale armăturii.

În cazul plăcilor studiate, aplicarea acestui criteriu conduce la următoarele expresii ale momentelor plastice

$$M_{p1} = \alpha_1 q_1 l_2^2 \tag{5}$$

$$M_{p2} = \alpha_2 q_1 l_2^2. \tag{6}$$

Valorile coeficienţilor α_1 şi α_2 luate din lucrarea [1], sînt date în tabela 1. Ele au fost stabilite pentru un coeficient al lui Poisson egal cu zero.

VII. COEFICIENŢII ξ, η şi ζ

Prin eliminarea sarcinii q_1 între egalităţile (5) şi (6) se obţine ecuaţia suplimentară

$$M_{p2} = \frac{\alpha_2}{\alpha_1}\,M_{p1}. \tag{7}$$

Din sistemul format de ecuaţiile (4) şi (7) rezultă

$$M_{p1} = \frac{\lambda^2\xi\eta\alpha_1}{6\zeta}\cdot$$

$$\cdot\frac{(1+\zeta)^2(1+\zeta-\eta)(1+\zeta-\xi\zeta)-(1+\zeta-\eta)-\zeta^3(1+\zeta-\xi\zeta)}{\eta(1+\zeta)(1+\zeta-\eta)\alpha_1+\lambda^2\xi(1+\zeta)(1+\zeta-\xi\zeta)\alpha_2}\cdot$$

$$\cdot\, q_u l_2^2. \tag{8}$$

În expresia de mai sus, valorile coeficienţilor ξ, η şi ζ se obţin prin utilizarea teoremei cinematice din teoria plastică simplă a structurilor static nedeterminate. Conform acestei teoreme, valorile reale ale coeficienţilor ξ, η şi ζ corespund valorii maxime a momentului plastic M_{p1}.

Condiţiile de maximum ale momentului plastic M_{p1} sînt reprezentate de ecuaţiile

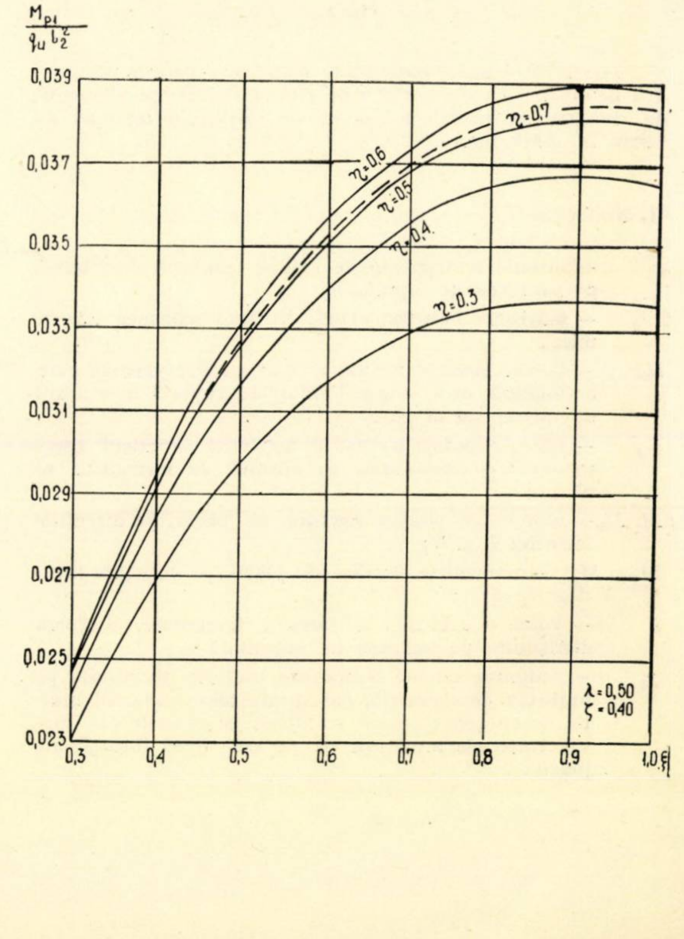
$$\frac{\partial M_{p1}}{\partial\xi}=0;\quad\frac{\partial M_{p1}}{\partial\eta}=0;\quad\frac{\partial M_{p1}}{\partial\zeta}=0. \tag{9}$$

Din punct de vedere teoretic, valorile reale ale coeficienţilor ξ, η şi ζ sînt date de sistemul format de ecuaţiile (9).

Datorită însă formei prea complicate a acestor ecuaţii, rezolvarea sistemului (9) nu este practic posibilă cu mijloacele de calcul de care se dispune în prezent.

De aceea, pentru determinarea valorilor coeficienţilor ξ, η şi ζ apare necesitatea de a se recurge la procedee aproximative, rezultatele obţinute pe această cale fiind, evident, afectate de erori. Astfel de procedee pot fi însă utilizate în practică, datorită faptului că erori pînă la ± 20 %, afectînd valorile parametrilor mecanismelor de rupere ale plăcilor dreptunghiulare, conduc la valori ale momentelor plastice cu cel mult 2,5 % mai mici decît cele reale [4].

Fig. 3



Un astfel de procedeu a fost aplicat plăcilor care fac obiectul acestui studiu.

Etapele procedeului sînt următoarele:

1. Pentru fiecare raport $\lambda = \frac{l_1}{l_2}$ se dau coeficientului ζ, succesiv, valorile 0,3; 0,4; 0,5;..., rezultînd, pentru fiecare din aceste valori, o expresie a momentului plastic M_{p1}, care conține numai parametrii ξ și η.

2. Pentru fiecare valoare a coeficientului ζ, pe o diagramă avînd în abscisă coeficientul ξ și în ordonată momentul M_{p1}, se trasează valorile acestui moment pentru valori ale coeficientului η egale cu 0,3; 0,4; 0,5; ..., obținîndu-se în acest mod o familie de curbe, care admite un maximum.

3. Valorile maxime ale momentului M_{p1}, corespunzătoare diferitelor valori ale coeficientului ζ, admit un maximum maximorum, care, din punct de vedere practic, este chiar valoarea reală a acestui moment.

4. Operațiile de la punctele 1 — 3 se aplică pentru fiecare valoare a coeficientului λ.

Inițial, procedeul a fost aplicat pentru valoarea cea mai mică a coeficientului λ, considerată în acest studiu egală cu 0,5, obținîndu-se pentru coeficienții ξ, η și ζ următoarele valori

$$\xi = 0{,}9;\ \eta = 0{,}6;\ \zeta = 0{,}4. \tag{10}$$

Diagrama care a condus la soluția de mai sus este reprezentată în figura 3.

Pentru valoarea maximă a coeficientului λ, considerată egală cu 1,0, placa admite o axă de simetrie care trece prin colțul simplu rezemat și prin punctul de intersecție al celor două laturi simplu rezemate. Datorită acestei proprietăți, mecanismul de rupere al plăcii prezintă unele particularități, așa cum rezultă din figura 4.

Aceste particularități se exprimă prin egalitățile

$$\zeta = 1{,}0;\ \eta = \xi. \tag{11}$$

Prin efectuarea înlocuirilor indicate de relațiile (11), expresia momentului M_{p1} devine

$$M_{p1} = \frac{\xi(3 - 2\xi)}{12} \cdot q_u\, l_2^2\,. \tag{12}$$

Din condiția de maximum a momentului M_{p1} rezultă

$$\xi = \eta = 0{,}75. \tag{13}$$

Din relațiile (10) și (13) rezultă că pentru o variație a coeficientului λ de la 0,5 la 1,0 coeficientul η variază de la 0,60 la 0,75, respectiv înregistrează o creștere de numai 25%.

Tabela 1

λ	α_1	α_2	ξ	η	ζ	r
0,50	0,0381	0,0513	0,90	0,60	0,40	0,98
0,55	0,0451	0,0589	0,90	0,61	0,40	1,03
0,60	0,0523	0,0661	0,90	0,63	0,40	1,07
0,65	0,0597	0,0730	0,90	0,64	0,50	1,10
0,70	0,0671	0,0796	0,85	0,66	0,50	1,12
0,75	0,0749	0,0859	0,85	0,67	0,70	1,14
0,80	0,0828	0,0919	0,85	0,69	0,75	1,16
0,85	0,0905	0,0975	0,80	0,70	0,80	1,18
0,90	0,0980	0,1028	0,80	0,72	0,90	1,19
0,95	0,1055	0,1079	0,80	0,73	0,90	1,19
1,00	0,1128	0,1128	0,75	0,75	1,00	1,20

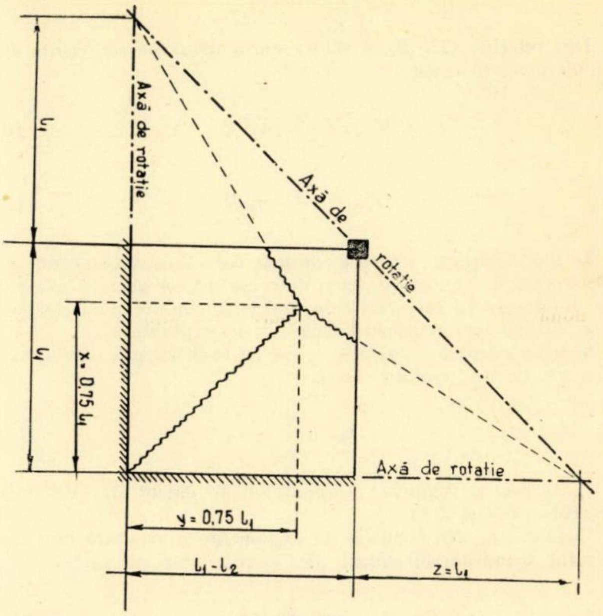


Fig. 4

Ținînd seama de precizarea făcută anterior referitor la influența erorilor parametrilor mecanismului de rupere asupra valorilor momentelor plastice, rezultă concluzia că determinarea coeficientului η prin interpolare liniară între valorile 0,60 și 0,75, efectuată în funcție de coeficientul λ, nu afectează sensibil valorile momentelor plastice. În acest caz, diagramele construite în cadrul treptei a 2-a a procedeului aproximativ de calcul conțin doar cîte o singură curbă, ceea ce reprezintă o simplificare substanțială a numărului de operații necesare pentru determinarea momentului M_{p1}.

Valorile coeficienților ξ, η și ζ, rezultați din asocierea acestei interpolări liniare la procedeul de calcul prezentat mai sus, sînt date în tabela 1.

VIII. COEFICIENTUL DE REDISTRIBUȚIE

Coeficientul de redistribuție al fiecărei plăci este dat de relația

$$r = \frac{q_u}{q_1}. \tag{14}$$

Din expresiile (5) și (8) ale momentului plastic M_{p1} se deduce

$$r = \frac{6\zeta}{\lambda^2 \xi \eta} \cdot$$

$$\cdot \frac{\eta(1 + \zeta)(1 + \zeta - \eta)\alpha_1 + \lambda^2 \xi(1 + \zeta)(1 + \zeta - \xi\zeta)\alpha_2}{(1+\zeta)^2(1+\zeta-\eta)(1+\zeta-\xi\zeta) - (1+\zeta-\eta) - \zeta^3(1+\zeta-\xi\zeta)}\,. \tag{15}$$

Valorile acestui coeficient sînt date, de asemenea, în tabela 1. Examinarea lor arată că pentru $\lambda < 0{,}55$, coeficientul de redistribuție este subunitar, respectiv momentele plastice sînt mai mari decît momentele elastice maxime produse de sarcinile de calcul. Ca și în cazul plăcilor dreptunghiulare simplu rezemate pe o latură și pe două colțuri, această situație se explică prin faptul că la determinarea momentelor elastice ale plăcilor s-a considerat un coeficient al lui Poisson egal cu zero, față de valoarea $\frac{1}{6}$, specifică elementelor de beton armat încovoiate pe două direcții. Datorită acestei diferențe, momentele elastice maxime, respectiv valorile coeficienților α_1 și α_2 au rezultat mai mici decît cele reale.

IX. MOMENTELE DE CALCUL

Din relaţiile (7), (8) şi (15) rezultă următoarele valori ale momentelor plastice

$$M_{p1} = \frac{\alpha_1}{r} \cdot q_u \, l_2^2 \qquad (16)$$

$$M_{p2} = \frac{\alpha_2}{r} \cdot q_u \, l_2^2. \qquad (17)$$

În mod obişnuit, singura condiţie care limitează gradul de exploatare a rezervei plastice de rezistenţă a plăcilor armate pe două direcţii este cea referitoare la comportarea elastică a armăturii sub acţiunea sarcinilor de exploatare.

Valoarea limită a coeficientului de redistribuţie, corespunzătoare acestei condiţii, este

$$r_a = \frac{q_u}{q_n}. \qquad (18)$$

Dacă $r < r_a$, valorile momentelor de calcul sînt date de relaţiile (16) şi (17).

Dacă $r > r_a$, din condiţia de exploatare prezentată mai sus rezultă următoarele valori ale momentelor de calcul

$$M_{p1} = \alpha_1 \, q_n \, l_2^2 \qquad (19)$$

$$M_{p2} = \alpha_2 \, q_n \, l_2^2. \qquad (20)$$

În cazurile speciale în care verificarea mărimii deschiderii fisurilor sub acţiunea sarcinilor de exploatare are ca rezultat limitarea efortului unitar maxim în armătură la o valoare σ_a inferioară limitei de curgere de calcul, momentele de calcul trebuie să fie cel puţin egale cu cele date de relaţiile

$$M_{p1} = \frac{R_a}{\sigma_a} \cdot \alpha_1 \, q_n \, l_2^2 \qquad (21)$$

$$M_{p2} = \frac{R_a}{\sigma_a} \cdot \alpha_2 \, q_n \, l_2^2 \qquad (22)$$

şi să nu fie mai mici decît cele date de relaţiile (16) şi (17).

Bibliografie

[1] Bares R.: *Tabulky pro vypocet desek a sten*. Praha, Statní nakladatelství technické literatury, 1964.

[2] Petcu V.: *Calculul plastic al plăcilor armate cruciş*. Standardizarea, nr. 4, 1962.

[3] Petcu V.: *Criterii de soluţionare a ecuaţiei de echilibru plastic a plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 2, 1965.

[4] Petcu V.: *Mecanisme de rupere exacte şi aproximative în calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, nr. 3, 1966.

[5] Petcu V.: *Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe colţuri*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 3, 1967.

[6] Petcu V.: *Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe o latură şi pe două colţuri*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 5, 1967.

Calculul simplificat al forţelor seismice la construcţii multietajate

Ing. E. Keintzel
D.S.A.P.C. – Braşov

Conform normativului P 13–63 [1], forţele seismice care acţionează asupra unei construcţii se determină pe baza unui calcul dinamic, bazat pe cunoaşterea perioadelor şi formelor de vibraţii proprii ale construcţiei. În cazul construcţiilor multietajate, aceste perioade şi forme de vibraţii proprii se pot calcula în bune condiţii, înlocuind structura reală printr-o bară, avînd lungimea H şi greutatea uniform distribuită p ([7], [8], [9]). În cazul general, deplasările barei înlocuitoare se obţin prin însumarea a trei componente:

1. Deplasări corespunzînd acţiunii momentului încovoietor asupra construcţiei în ansamblu. Această componentă este importantă mai ales la construcţii cu diafragme.
2. Deplasări corespunzînd acţiunii forţei tăietoare asupra construcţiei în ansamblu. Această componenţă este importantă mai ales la construcţii în cadre.
3. Deplasări, corespunzînd rotirii fundaţiei construcţiei în ansamblu.

Relaţiile simplificate pentru calculul direct al vibraţiilor barei înlocuitoare, date în literatură ([8], [9]), sînt însă stabilite numai pentru cele trei cazuri particulare, în care cîte una dintre cele trei componente ale deplasărilor este neglijabilă, în cazul general fiind necesar un calcul mai laborios.

În cele ce urmează se vor deduce relaţii simple, pentru determinarea directă a formei şi a perioadei fundamentale de vibraţii, a forţelor seismice corespunzătoare, a forţei tăietoare şi a momentului dat de aceste forţe seismice în orice punct pe înălţimea construcţiei, pentru cazul general, cînd nici una dintre cele trei componente ale deplasărilor nu se poate neglija.

1. DETERMINAREA FORMEI ŞI A PERIOADEI FUNDAMENTALE DE VIBRAŢII PROPRII

Considerăm bara înlocuitoare din figura 1, încărcată cu sarcina q (ξ), proporţională cu forţele de inerţie ce corespund modului de vibraţii fundamental. Notînd y (ξ) deplasările provocate de sarcina q (ξ), aplicată static şi η (ξ) $= y(\xi)/y_{\max}$ şi egalînd energia cinetică maximă, corespunzînd vibraţiilor barei înlocuitoare, avînd greutatea uniform distribuită p cu energia potenţială a barei, încărcată cu sarcinile q (ξ), perioada fundamentală de vibraţii proprii se poate exprima prin formula lui Rayleigh ([4], [9]):

$$T = 0{,}2 \sqrt{\frac{p\int_0^1 \eta^2 d\xi}{\int_0^1 q\eta d\xi}} \sqrt{y_{\max}} \qquad (1)$$

$y_{\max}$ fiind exmprimat în cm, iar coeficientul de echivalenţă ε rezultă din expresia

$$\varepsilon = \frac{\left(\int_0^H p\eta \, dx\right)^2}{pH\int_0^H p\eta^2 dx} = \frac{\left(\int_0^1 \eta d\xi\right)^2}{\int_0^1 \eta^2 d\xi}. \qquad (2)$$

Pentru cele ce urmează, se va introduce aproximaţia

$$q(\xi) = p\xi. \qquad (3)$$

Pentru a pune în evidenţă ordinul de mărime al erorilor introduse prin această aproximaţie la calculul valorilor η (ξ), s-au trecut în tabela 1 atît valorile $\eta(\xi)$, corespunzînd acţiunii momentului (η_M) şi a forţei tăietoare (η_Q), calculate pe baza expresiei (3), cît şi cele calculate exact, prin integrarea ecuaţiei diferenţiale a vibraţiilor barei. Pentru valorile η_θ, corespunzînd rotirii fundaţiei, relaţia (3) este exactă. După

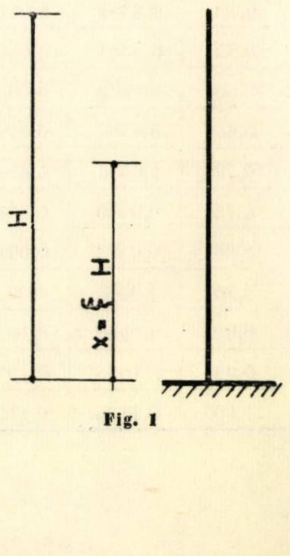


Fig. 1

Tabela 1

ξ	$\eta(\xi)_M$ Relaţia (3)	$\eta(\xi)_M$ Calcul exact	$\eta(\xi)_Q$ Relaţia (3)	$\eta(\xi)_Q$ Calcul exact
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,017	0,017	0,150	0,156
0,2	0,066	0,064	0,296	0,309
0,3	0,139	0,136	0,437	0,454
0,4	0,234	0,230	0,568	0,588
0,5	0,344	0,340	0,688	0,707
0,6	0,465	0,462	0,792	0,809
0,7	0,578	0,588	0,878	0,891
0,8	0,728	0,725	0,944	0,951
0,9	0,864	0,863	0,986	0,988
1,0	1,000	1,000	1,000	1,000

cum rezultă din calcule comparative, eroarea introdusă la calculul perioadei fundamentale prin folosirea relaţiei (3) este practic neglijabilă.

Introducînd relaţia (3), formula (1) devine

$$T = 0{,}2 \sqrt{\frac{\int_0^1 \eta^2 d\xi}{\int_0^1 \xi\eta\, d\xi}}\ \sqrt{y_{\max}} = 0{,}2\ \gamma \sqrt{y_{\max}}, \qquad (4)$$

iar componentele deplasării

$$y_{\max} = y_{\max M} + y_{\max Q} + y_{\max\theta},$$

corespunzînd acţiunii momentului ($y_{\max M}$), a forţei tăietoare ($y_{\max Q}$) şi a rotirii fundaţiei ($y_{\max\theta}$) au expresiile

$$y_{\max M} = \frac{11}{120}\,\frac{pH^4}{EI} \qquad (5)$$

$$y_{\max Q} = k\,\frac{pH^2}{3GA} \qquad (6)$$

$$y_{\max\theta} = \frac{pH^3}{3K_\theta I_f}. \qquad (7)$$

Pentru diafragme pline, coeficientul k se poate lua din diagramele date în [8].

Pentru construcţii în cadre, rigiditatea la lunecare a barei înlocuitoare este după [7]

$$\frac{AG}{k} = 12\ E\,\frac{i_s}{h}\,\frac{i_r}{i_r + 2\,i_s}, \qquad (8)$$

i_r, respectiv i_s, fiind rigiditatea practică a riglei, respectiv a stîlpului cadrului înlocuitor echivalent, la care se reduce cadrul real în metoda Csonka, iar h fiind înălţimea nivelului.

Dacă în planul unui cadru mai există o zidărie de umplutură, avînd suprafaţa în plan A_z şi modulul de elasticitate E_z, relaţia (8) devine [7] :

$$\frac{AG}{k} = 12\ E\,\frac{i_s}{h}\,\frac{i_r}{i_r + 2i_s} + 0{,}2\,A_z E_z. \qquad (9)$$

Pentru diafragme cu un şir vertical de goluri, rigiditatea la lunecare a barei înlocuitoare se obţine după [8], împărţind valoarea $\frac{AG}{k}$ prin

$$1 + \frac{AG\ H^2}{k\,EI} - \frac{2cS}{I_1 + I_2} \times \frac{1{,}5}{\alpha^2}\left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^3}\,th\alpha - \frac{2}{\alpha^2 ch\alpha}\right). \qquad (10)$$

Notaţiile I_1, I_2, I, $2c$, S, α sînt cele folosite în [6] pag. 307 sau în [8].

Coeficientul K_θ din relaţia (7) se poate lua de exemplu din [5], [9]. Se menţionează că, după M. Ifrim [3], determinarea rotirii fundaţiei printr-un calcul elastic (de ex. prin relaţia 7) este corectă numai dacă raportul între presiunea pe teren din sarcini gravitaţionale şi coeficientul K_θ nu depăşeşte 0,3 cm, în caz contrar intervenind deformaţii plastice ale terenului şi uneori chiar pericolul pierderii stabilităţii.

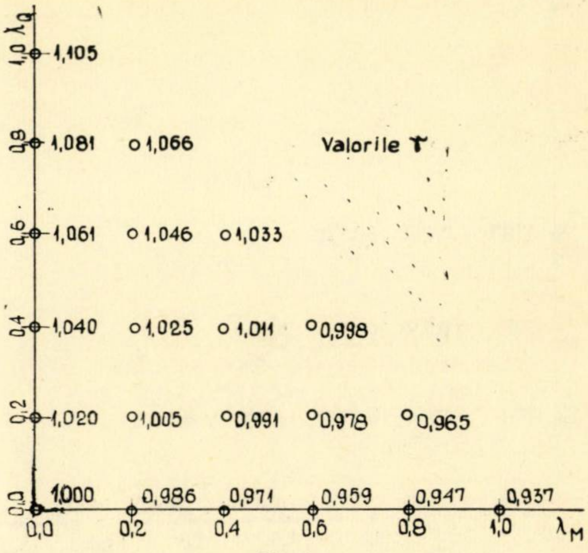


Fig. 2

Se mai menţionează că prin folosirea expresiei $K_\theta I_f$, pentru rigiditate la rotirea fundaţiei, în care K_θ este o constantă a terenului, fenomenele reale se pot considera numai într-o primă aproximaţie. După cum au arătat cercetări recente [11], K_θ de fapt variază invers proporţional cu lăţimea construcţiei, astfel încît se ajunge, pentru rigiditatea la rotire a fundaţiei unei construcţii dreptunghiulare, la o expresie analogă ca formă cu expresia

$$\frac{\pi E_{\text{teren}} bh^2}{16\,(1 - \mu^2)},$$

recomandată în [10]. Remarcăm că deplasările din rotirea fundaţiei, determinate în [11] experimental pentru construcţii reale, avînd pînă la opt niveluri, au reprezentat 20—50% din deplasarea orizontală totală la vîrful construcţiei.

Mai introducem notaţiile

$$\lambda_M = \frac{y_{\max M}}{y_{\max}}$$

$$\lambda_Q = \frac{y_{\max Q}}{y_{\max}}$$

$$\lambda_\theta = \frac{y_{\max\theta}}{y_{\max}} = 1 - \lambda_M - \lambda_Q.$$

Folosind valorile $\eta(\xi)_M$ şi $\eta(\xi)_Q$ din tabela 1 şi $\eta(\xi)_\theta = \xi$, valorile $\eta(\xi)$ se pot exprima prin relaţia

$$\eta(\xi) = \lambda_M \eta(\xi)_M + \lambda_Q \eta(\xi)_Q + \lambda_\theta \eta(\xi)_\theta. \qquad (11)$$

Se atrage atenţia asupra faptului că exprimarea funcţiei $\eta(\xi)$, sub forma combinaţiei liniare (11), este aproximativă, ea rezultînd din aproximarea distribuţiei forţelor de inerţie prin relaţia (3).

Introducînd expresia (11) în formulele (2) şi (4), s-au calculat pentru diferite valori λ_M, λ_Q valorile γ (din relaţia 4) şi ε, trecute în figurile 2 şi 3. După cum se constată din examinarea acestor figuri, atît suprafaţa $\gamma(\lambda_M, \lambda_Q)$ cît şi suprafaţa $\varepsilon(\lambda_M, \lambda_Q)$ se pot aproxima în bune condiţii prin cîte un plan, adică se pot stabili relaţii liniare pentru calculul direct al valorilor γ şi ε pentru cazul general, cînd λ_M, λ_Q şi λ_θ au valori arbitrare. Aceste relaţii, reprezentînd ecuaţia planului $\gamma(\lambda_M, \lambda_Q)$, respectiv a planului $\varepsilon(\lambda_M, \lambda_Q)$, sînt :

$$\gamma = 1{,}000 - 0{,}063\ \lambda_M + 0{,}105\lambda_Q \qquad (12)$$

$$\varepsilon = 0{,}750 - 0{,}135\ \lambda_M + 0{,}060\lambda_Q. \qquad (13)$$

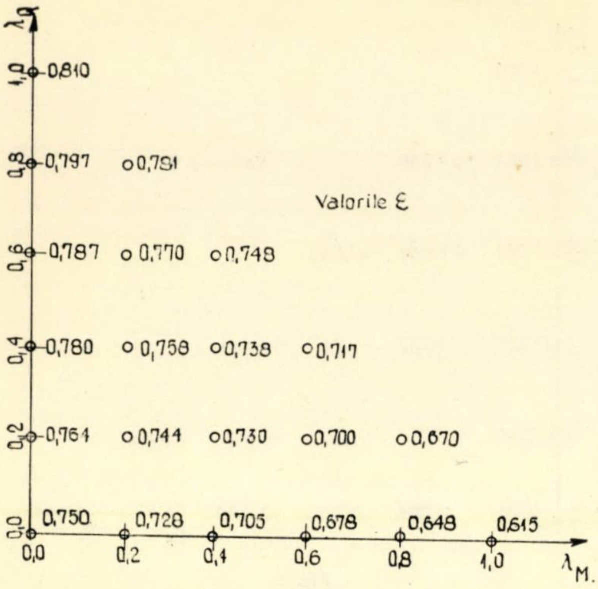


Fig. 3

2. CALCULUL FORŢELOR TĂIETOARE ŞI AL MOMENTELOR

După ce s-au determinat valorile T şi ε, forţa seismică orizontală totală S se calculează după relaţiile din normativul P 13-63 [1]. Această forţă repartizîndu-se pe înălţimea construcţiei proporţional cu deplasările $\eta(\xi)$, sarcina seismică repartizată $s(\xi)$ va fi

$$s(\xi) = S\,\frac{\eta}{\int_0^1 \eta\, d\xi}.$$

Forţa tăietoare $Q(\xi)$ va fi ca atare

$$Q(\xi) = S\,\frac{\int_\xi^1 \eta\, d\xi}{\int_0^1 \eta\, d\xi} = S\,\frac{\mu(\xi)}{\mu(0)}. \tag{14}$$

Introducînd expresia (11), funcţia $\mu(\xi)$ este

$$\mu(\xi) = \lambda_M \int_\xi^1 \eta_M\, d\xi + \lambda_Q \int_\xi^1 \eta_Q\, d\xi + \lambda_\theta \int_\xi^1 \eta_\theta\, d\xi =$$

$$= \lambda_M\, \mu(\xi)_M + \lambda_Q\, \mu(\xi)_Q + \lambda_\theta\, \mu(\xi)_\theta. \tag{15}$$

Valorile funcţiilor $\mu(\xi)_M$, $\mu(\xi)_Q$ şi $\mu(\xi)_\theta$ se dau în tabela 2.

Tabela 2

ξ	$\mu(\xi)_M$	$\mu(\xi)_Q$	$\mu(\xi)_\theta$
0,0	0,3937	0,6250	0,5000
0,1	0,3930	0,6174	0,4950
0,2	0,3898	0,5951	0,4800
0,3	0,3795	0,5585	0,4550
0,4	0,3609	0,5080	0,4200
0,5	0,3321	0,4453	0,3750
0,6	0,2918	0,3712	0,3200
0,7	0,2388	0,2875	0,2550
0,8	0,1727	0,1962	0,1800
0,9	0,0932	0,0995	0,0950
1,0	0,0000	0,0000	0,0000

Momentul încovoietor $M(\xi)$ va fi

$$M(\xi) = H \int_\xi^1 Q(\xi) d\xi = \frac{SH}{\mu(0)} \int_\xi^1 \mu(\xi) d\xi = \frac{SH}{\mu(0)}\, \nu(\xi). \tag{16}$$

Funcţia $\nu(\xi)$ este

$$\nu(\xi) = \lambda_M \int_\xi^1 \mu(\xi)_M\, d\xi + \lambda_Q \int_\xi^1 \mu(\xi)_Q\, d\xi + \lambda_\theta \int_\xi^1 \mu(\xi)_\theta\, d\xi =$$

$$= \lambda_M\, \nu(\xi)_M + \lambda_Q\, \nu(\xi)_Q + \lambda_\theta\, \nu(\xi)_\theta. \tag{17}$$

Valorile funcţiilor $\nu(\xi)_M$, $\nu(\xi)_Q$ şi $\nu(\xi)_\theta$ se dau în tabela 3.

Tabela 3

ξ	$\nu(\xi)_M$	$\nu(\xi)_Q$	$\nu(\xi)_\theta$
0,0	0,2859	0,4000	0,3333
0,1	0,2465	0,3377	0,2835
0,2	0,2075	0,2770	0,2348
0,3	0,1688	0,2192	0,1878
0,4	0,1316	0,1657	0,1440
0,5	0,0968	0,1180	0,1042
0,6	0,0656	0,0771	0,0693
0,7	0,0389	0,0441	0,0405
0,8	0,0182	0,0198	0,0187
0,9	0,0048	0,0050	0,0048
1,0	0,0000	0,0000	0,0000

3. EXEMPLU DE CALCUL

Se calculează sarcinile seismice ce acţionează o construcţie cu 16 niveluri, situată într-o regiune avînd gradul de seismicitate 7, precum şi forţele tăietoare şi momentele încovoietoare ce solicită construcţia în ansamblu, corespunzînd acestor sarcini. Structura de rezistenţă a construcţiei este cea tratată în exemplul de calcul din [8], alcătuită din 9 diafragme cu cîte un şir de goluri şi 2 diafragme pline.

Caracteristicile construcţiei, calculate în [8], sînt:

$$H = 48{,}0 \text{ m}$$

$$p = 100 \text{ t/m}$$

$$EI = 650{,}0 \times 10^6 \text{ tm}^2$$

$$AG_{ech} = 3{,}96 \times 10^6 \text{ t}$$

$$I_f = 2\,000 \text{ m}^4$$

$$K_\theta = 10\,000 \text{ t/m}^3.$$

Aplicînd formulele (5), (6), (7), rezultă

$$y_{max\,M} = \frac{11}{120}\,\frac{100 \times 48^4}{650 \times 10^6} = 0{,}0747 \text{ m} = 7{,}47 \text{ cm};$$

$$y_{max\,Q} = \frac{100 \times 48^2}{3 \times 3{,}96 \times 10^6} = 0{,}0194 \text{ m} = 1{,}94 \text{ cm};$$

$$y_{max\,\theta} = \frac{100 \times 48^3}{3 \times 10^4 \times 2 \times 10^3} = 0{,}184 \text{ m} = 18{,}4 \text{ cm}.$$

Deoarece în normativul P 13-63 [1] se limitează considerarea creşterii perioadei fundamentale datorită rotirii fundaţiei la 20 % din valoarea perioadei, calculată fără a ţine seamă de rotirea fundaţiei, vom introduce în cele ce urmează o valoare redusă a deplasării $y_{max\,\theta}$, calculată aproximativ:

$$y^{red}_{max\theta} = (y_{max\,M} + y_{max\,Q})\,(1{,}2^2 - 1{,}0^2) =$$

$$= (7{,}47 + 1{,}94) \times 0{,}44 = 4{,}14 \text{ cm},$$

rezultă $y_{max} = 13{,}55$ cm

$$\lambda_M = \frac{7{,}47}{13{,}55} = 0{,}55$$

$$\lambda_Q = \frac{1{,}94}{13{,}55} = 0{,}14$$

$$\lambda_\theta = \frac{4{,}14}{13{,}55} = 0{,}31.$$

Aplicînd relațiile (12), (13) și (4), se obține

$$\gamma = 1{,}000 - 0{,}063 \times 0{,}55 + 0{,}105 \times 0{,}14 = 0{,}950;$$

$$\varepsilon = 0{,}750 - 0{,}135 \times 0{,}55 + 0{,}060 \times 0{,}14 = 0{,}668;$$

$$T = 0{,}2 \times 0{,}950 \sqrt{13{,}55} = 0{,}70 \text{ s.}$$

Forța seismică totală este

$$S = 0{,}025 \times \frac{0{,}9}{0{,}70} \times 0{,}668 \times 1{,}0 \times 4800 = 103 \text{ t.}$$

Valorile $\mu\,(\xi)$ și $\nu\,(\xi)$ se calculează după relațiile (15) și (17), folosind tabelele 2 și 3. Astfel se obține, de exemplu :

$$\mu\,(0) = 0{,}55 \times 0{,}3937 + 0{,}14 \times 0{,}6250 + \\ + 0{,}31 \times 0{,}5000 = 0{,}458$$

$$\mu\,(0{,}4) = 0{,}55 \times 0{,}3609 + 0{,}14 \times 0{,}5080 + \\ + 0{,}31 \times 0{,}4200 = 0{,}399$$

$$\nu\,(0{,}4) = 0{,}55 \times 0{,}1316 + 0{,}14 \times 0{,}1657 + \\ + 0{,}31 \times 0{,}1440 = 0{,}140.$$

Forța tăietoare $Q\,(\xi)$ și momentul încovoietor $M\,(\xi)$ se calculează cu ajutorul relațiilor (14) și (16). Astfel se obține, de exemplu :

$$Q\,(0{,}4) = 103 \, \frac{0{,}399}{0{,}458} = 89{,}7 \text{ t.}$$

$$M\,(0{,}4) = \frac{103 \times 48}{0{,}458} \times 0{,}140 = 1510 \text{ tm.}$$

În tabela 4 se dau valorile $\mu\,(\xi)$, $\nu\,(\xi)$, $Q\,(\xi)$, $M\,(\xi)$, calculate în modul arătat pentru $\xi = 0{,}0;\ 0{,}1;\ 0{,}2;\ \ldots\ldots.1{,}0.$

Tabela 4

ξ	$\mu\,(\xi)$	$\nu\,(\xi)$	$Q\,(\xi)$ t	$M\,(\xi)$ t
0,0	0,458	0,316	103,0	3 410
0,1	0,455	0,271	102,3	2 930
0,2	0,446	0,226	100,2	2 440
0,3	0,427	0,182	96,0	1 965
0,4	0,399	0,140	89,7	1 510
0,5	0,360	0,102	81,0	1 100
0,6	0,311	0,068	70,0	735
0,7	0,250	0,039	56,2	420
0,8	0,178	0,019	40,0	205
0,9	0,094	0,005	21,2	54
1,0	0,000	0,000	0,0	0

Bibliografie

[1] * * * : *Normativ condiționat pentru proiectarea construcțiilor civile și industriale din regiuni seismice* P13 – 63.

[2] Albigès M., Goulet. J. : *Contraventement des batiments*. Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics, nr. 5, 1960.

[3] Bălan St., Ifrim M., Pacoste C. : *Dynamic equivalent of the antiseismic structures considering the deformability of the foundation ground*. For presentation at the International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures, Mexico City, september 15 – 17, 1966.

[4] Beleș A., Ifrim M. : *Elemente de seismologie inginerească*. București, Ed. Tehnică, 1962.

[5] Buzdugan Gh., Hamburger L., Wermescher V. : *Fundații de mașini*. București, Ed. Tehnică, 1958.

[6] Hangan M. : *Construcții din beton armat*. București, Ed. Tehnică, 1963.

[7] Keintzel E. : *Determinarea aproximativă a forțelor seismice și a altor acțiuni dinamice la cadre multietajate*. Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr. 3, 1965.

[8] Keintzel E. : *Determinarea aproximativă a forțelor seismice la construcții înalte cu diafragme*. Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 6, 1965.

[9] Korcinski I. V., Poliakov S. V., Bihovski V. A., Duzinkevici S. I., Pavlik V. S. : *Bazele proiectării clădirilor în regiuni seismice*. București, Ed. Tehnică, 1964.

[10] Rosman. R. : *Systeme aus durchbrochenen Wänden und Stockwerkrahmen*. Die Bautechnik, 2, 1964.

[11] Sandi H., Șerbănescu Gh., Bughianu A. : *Studiu experimental asupra deformării dinamice a clădirilor înalte*. Studii și cercetări INCERC, Seria Mecanica construcțiilor, 3, 1967.

Izolarea termică optimă a clădirilor blindate

Ing. Al. Andjulovici

1. GENERALITĂȚI

În țările cu climă continentală sau semicontinentală, printre care se numără și țara noastră, izolarea termică a clădirilor în general este o problemă atît igienico-sanitară cît și economică. Din punct de vedere igienico-sanitar, izolarea termică împreună cu instalația de încălzire au ca scop asigurarea pe toată durata încălzirii a unui confort termic prescris. De la o anumită valoare minimă a capacității de izolare, orice creștere a acesteia se poate face fără ca aceasta să influențeze negativ confortul termic.

Ceea ce variază însă, cu creșterea izolării termice a clădirii, este atît capacitatea instalației de încălzire cît și consumul de combustibil, care scad invers proporțional cu această creștere.

Creșterea capacității de izolare a clădirii este însoțită de creșterea costului ei.

Comparînd creșterea costului construcției cu descreșterea costului instalației de încălzire și a consumului anual de combustibil, se naște întrebarea care este varianta optimă care pentru același confort termic prescris asigură cheltuielile cele mai raționale.

Ne propunem în cele ce urmează să descriem o metodă de calcul, care permite, în cazul unei clădiri, de a găsi ansamblul optim : „clădire plus instalație" atît din punct de vedere al confortului termic interior, cît și din acel economic.

Pentru încadrarea articolului de față într-un cadru mai restrîns, am ales cazul clădirilor blindate.

Variația capacității de izolare a clădirii blindate trebuie să se facă în așa fel încît confortul termic din interior să rămînă invariabil și egal cu cel prescris.

Acest confort îl vom exprima prin temperatura de confort, dată de media aritmetică a altor două temperaturi, cea a aerului și temperatura medie a suprafețelor înconjurătoare, care caracterizează mediul din interior.

Temperatura de confort se exprimă prin

$$t_c = \frac{t_a + t_{ms}}{2} \ [°C] \qquad (1)$$

în care :

t_a este temperatura medie a aerului din interior, în °C ;
t_{ms} — temperatura medie a suprafețelor din interior, în °C.

Temperatura t_{ms} se poate calcula cu ajutorul relației :

$$t_{ms} = \frac{\Sigma F_x \delta_x}{\Sigma F_x} \ [°C] \qquad (2)$$

în care :

F_x este suprafața elementului de construcție x, în m^2 ;
δ_x — temperatura medie a suprafeței elementului x, îndreptată spre interiorul clădirii.

2. METODA DE CALCUL BAZATĂ PE NOȚIUNEA DE „CLĂDIRE ECHIVALENTĂ"

Pentru simplificarea calculelor și raționamentelor, vom folosi în cele ce urmează o metodă, pe care am denumit-o „metoda clădirii echivalente".

În principiu, această metodă constă în a găsi pentru fiecare clădire reală o clădire imaginară, cu proprietăți termice ideale din punct de vedere al ușurinței studierii fenomenelor fizice.

După studierea acestor fenomene pe clădirea imaginară, rezultatele și concluziile se transpun la clădirea reală de studiat.

Pentru ca rezultatele obținute din studiul clădirii echivalente să se poată transpune la clădirea reală de studiat, clădirea echivalentă trebuie să îndeplinească următoarele condiții :

1) să aibă aceeași formă și aceleași dimensiuni interioare ca și clădirea reală ;

2) să fie amplasată și orientată la fel cu cea reală ;

3) să fie executată toată dintr-un singur material omogen (fără uși), cu coeficientul de transmitere termică notat cu K_e (kcal/m^{2}hgrd) ;

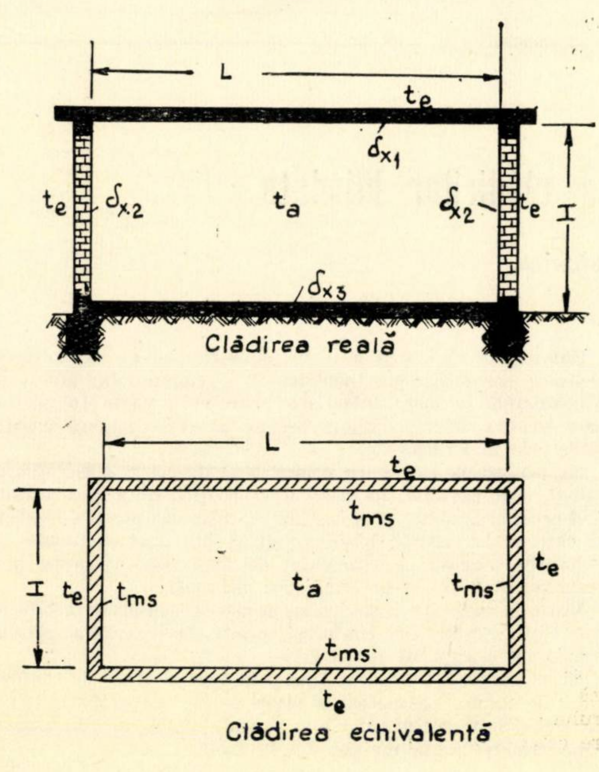
4) toată suprafața interioară a clădirii echivalente să aibă un coeficient de transmitere a căldurii prin convecție α_{ie} (kcal/m^{2}hgrd) ;

5) temperatura aerului din interior, t_a, a clădirii echivalente să fie aceeași cu temperatura aerului din interiorul clădirii reale ;

6) temperatura medie a suprafeței interioare să fie identică cu temperatura medie a suprafețelor interioare ale clădirii reale, t_{ms} (°C) ;

7) aerul din exterior să învăluie și să fie în contact cu toată suprafața exterioară a clădirii echivalente și să aibă temperatura identică cu cea a aerului exterior, t_e(°C) (care, în cazul clădirii reale, vine în contact numai cu o parte din suprafața acesteia).

Fig. 1



Clădirea reală

Clădirea echivalentă

În figura 1 este reprezentată atît clădirea blindată reală de studiat cît și clădirea echivalentă ei.

În perioada de încălzire, pentru menținerea confortului termic la nivelul prescris, instalația de încălzire trebuie să debiteze o anumită cantitate orară de căldură, egală cu suma debitelor de căldură ce traversează elementele construcției din interior spre exterior

$$Q_{inst} = F_x K_x (t_a - t'_e)\, A_t \ \text{[kcal/h]} \qquad (3)$$

în care :

F_x este suprafața elementului de construcție x, luat în considerare, în m^2 ;
K_x — coeficientul de transmitere a căldurii prin elementul x, în kcal/m^2 h grd ;
t_a — temperatura medie a aerului din interior în °C ;
t'_e — temperatura exterioară elementului x de construcție, în °C, care poate fi una din temperaturile notate în figura 1 cu t_p sau t_e ;
A_t — factorul supraunitar, care rezultă din însumarea sporurilor prevăzute de normele și standardele pentru calculul necesarului de căldură (spor pentru orientare, vînt etc).

Pentru ca o clădire echivalentă clădirii reale de mai sus să se poată compara cu clădirea reală, pentru un confort termic de același nivel cu cel al clădirii reale, debitul caloric dat de instalația de încălzire în cazul clădirii echivalente trebuie să fie egal cu Q_{inst}, dat de expresia (3).

În acest caz, pentru clădirea echivalentă, se poate scrie

$$Q_{inst} = F_{tot}\, K_e\, (t_a - t_e) \ \text{[kcal/m}^2\text{hgrd]} \qquad (4)$$

în care :

F_{tot} este suprafața interioară totală a clădirii echivalente, în m^2 ;
K_e — coeficientul de transmitere a căldurii prin materialul omogen, din care este construită clădirea echivalentă, în kcal/m^{2}hgrd ;
t_e — temperatura aerului din exteriorul clădirii, în °C.

Egalînd expresiile (3) și (4), rezultă :

$$K_e = \frac{\Sigma\, F_x\, K_x (t_a - t'_e) A_t}{F_{tot}\,(t_a - t_e)} \ \text{[kcal/m}^2\text{ h grd]}. \qquad (5)$$

Deci, cunoscînd elementele construcției blindate reale, se poate calcula cu ajutorul expresiei (5) valoarea coeficientului de transmitere termică K_e, care caracterizează materialul omogen al clădirii echivalente.

Inversul expresiei de mai sus este rezistența termică R a clădirii echivalente, pe care o vom denumi *„capacitatea de izolare termică"*

$$R = \frac{1}{K_e} = \frac{F_{tot}\,(t_a - t_e)}{\Sigma\, F_x K_x\,(t_a - t'_e) A_t} \left[\frac{\text{m}^2\text{ h grd}}{\text{kcal}}\right]. \qquad (6)$$

Luînd în considerare egalitatea între căldura preluată de suprafața interioară de la aerul din interior, în cazul clădirii blindate reale, și căldura preluată de suprafața interioară a clădirii echivalente, tot de la aerul din interior, se deduce expresia coeficientului interior α_{ie}, coeficient de schimb de căldură prin convecție în cazul clădirii echivalente :

$$\alpha_{ie} = \frac{\Sigma\, F_x \alpha_{ix} (t_a - \delta_x)}{F_{tot}\,(t_a - t_{ms})} \ \text{[kcal/m}^2\text{ h grd]}, \qquad (7)$$

în care :

α_{ix} este coeficientul de schimb de căldură a suprafeței elementului x, cu aerul din interior, dat de normele sau standardele pentru calculul pierderilor de căldură, în kcal/m² h grd ;

δ_x — temperatura suprafeței dinspre interiorul încăperii, a elementului de construcție x, în °C.

Majoritatea clădirilor blindate sînt încălzite cu aer cald. În regim staționar de funcționare se poate scrie pentru o clădire echivalentă, următoarea relație :

$$Q_{inst} = K_e F_{tot} (t_a - t_e) = \alpha_{ie} F_{tot} (t_a - t_{ms}),$$

din care rezultă :

$$t_{ms} = t_a - \frac{K_e}{\alpha_{ie}} (t_a - t_e) \ [°\mathrm{C}] \qquad (8)$$

sau, notînd cu $C_e = \frac{K_e}{\alpha_{ie}}$:

$$t_{ms} = t_a - C_e (t_a - t_e) \ [°\mathrm{C}]. \qquad (9)$$

Cu ajutorul expresiei (9) și al relației care exprimă temperatura de confort (1), se ajunge ușor la exprimarea temperaturii aerului t_a în funcție de temperatura exterioară t_e și caracteristica termică a clădirii C_e și anume :

$$t_a = \frac{2t_c - t_e C_e}{2 - C_e} \ [°\mathrm{C}]. \qquad (10)$$

Cele stabilite pînă acum permit studierea variației costurilor investițiilor și a cheltuielilor de exploatare atît pentru instalația de încălzire, cît și pentru construcție în condiția impusă inițial și anume : menținerea aceluiași confort termic interior, independent de variația capacității de izolare termică R a clădirii.

3. VARIAȚIA INVESTIȚIILOR ȘI A CONSUMULUI DE COMBUSTIBIL CU VARIAȚIA CAPACITĂȚII R

Variația costului investiției instalației de încălzire depinde de variația consumului orar maxim de căldură. Pentru o clădire echivalentă expresia acestui consum maxim va fi :

$$Q_h = F_{tot} K_e (t_a - t_e) \ [\mathrm{kcal/h}]. \qquad (11)$$

Pentru a impune menținerea temperaturii de confort termic, se înlocuiește t_a cu expresia (10) :

$$Q_h = F_{tot} K_e \left[\frac{2t_c - t_e C_e}{2 - t_e} - t_e \right] [\mathrm{kcal/h}]. \qquad (12)$$

Printr-o serie de transformări se ajunge la forma

$$Q_h = \frac{2 F_{tot} \alpha_{ie} (t_c - t_e)}{2 \alpha_{ie} R - 1} [\mathrm{kcal/h}]. \qquad (13)$$

În expresia de mai sus, variabila independentă este R (capacitatea de izolare termică a clădirii), putîndu-se trasa curba $Q_h = f(R)$.

Dacă se notează cu i (lei/kcal) costul investiției raportat la o kilocalorie, atunci costul investiției pentru instalație, raportat la un m² de suprafață totală (F_{tot}) al clădirii echivalente, capătă forma :

$$I = \frac{2 \alpha_{ie} (t_c - t_e)\, i}{2 \alpha_{ie} R - 1} [\mathrm{lei/m^2}]. \qquad (14)$$

Figura 2 reprezintă curba $I = f_1(R)$ dată de relația de mai sus. Pentru $R = \frac{1}{2\alpha_{ie}}$ numitorul expresiei se anulează, iar $I = \infty$.

Cînd $R = + \infty$, I $= 0$. Deci $R = \frac{1}{2\,\alpha_{ie}}$ și axa absciselor sînt cele două axe către care tinde asimptotic curba.

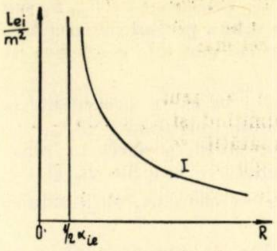


Fig. 2

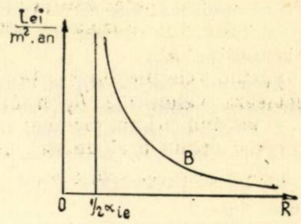


Fig. 3

Variația costului anual al combustibilului consumat pentru încălzire este direct proporțional cu necesarul de căldură Q_{an}(kcal/an) cu ajutorul căruia se menține în interiorul clădirii un confort termic constant, în toată perioada de încălzire.

Pentru stabilirea necesarului anual de calorii, vom folosi cunoscuta relație care se bazează pe numărul de grade zile Z, pe temperatura medie a perioadei de încălzire t_{em} și pe temperatura aerului din interior t_a.

În cazul clădirii echivalente se poate scrie

$$Q_{an} = F_{tot} K_e (t_a - t_{em})\, 24 \times Z \ [\mathrm{kcal/an}]. \qquad (15)$$

Înlocuind pe K_e cu $\frac{1}{R}$ și pe t_a cu o expresie analogă cu cea din (10), în care în loc de t_e s-a introdus t_{em}, se obține :

$$Q_{an} = \frac{48\ Z\ \alpha_{ie} F_{tot}(t_c - t_{em})}{2\, \alpha_{ie} R - 1} [\mathrm{kcal/an}]. \qquad (16)$$

Dacă costul combustibilului, raportat la o kilocalorie, se notează cu b (lei/kcal) și cu B_{an} costul anual al combustibilului raportat la un m² din suprafața totală (F_{tot}) de clădire echivalentă, atunci variația acestui cost în funcție de R se deduce cu ajutorul formulei (16), care devine :

$$B_{an} = \frac{48\ Z\, \alpha_{ie} (t_c - t_{em})\, b}{2\, \alpha_{ie} R - 1} [\mathrm{lei/m^2/an}]. \qquad (17)$$

Curba $B_{an} = f_2(R)$, dată de expresia de mai sus, are aspectul din figura 3.

Construcția curbei variației costului clădirii, în funcție de variația capacității de izolare termică R, este mai dificilă. Și aici folosim metoda clădirii echivalente, construind însă curba $C = f_3(R)$ din fragmente, după cum se va arăta în cele ce urmează.

C (lei/m²) este costul construcției raportat la un metru pătrat de suprafață totală (F_{tot}) a clădirii echivalente.

Dacă se notează cu :

F_p(m²) — suprafața pardoselii, F_z — suprafața pereților exteriori și cu F_a(m²) suprafața acoperișului, iar cu C_p, C_z și C_a prețurile unitare ale materialelor folosite, atunci costul total al elementelor exterioare se exprimă prin :

$$C_{tot} = F_p\, C_p + F_z\, C_z + F_a\, C_a \ [\mathrm{lei}]. \qquad (18)$$

Costul unui m² al învelișului exterior al clădirii echivalente C(lei/m²) va fi dat de relația :

$$C = \frac{C_{tot}}{F_{tot}} = \frac{F_p\, C_p + F_z\, C_z + F_a\, C_a}{F_{tot}} [\mathrm{lei/m^2}]. \qquad (19)$$

Se admite ipoteza că modificarea capacității de izolare a construcției se face păstrînd constante suprafețele F_p, F_z și F_a, în cazul unei clădiri date. Se modifică numai calitatea sau grosimea materialului de construcție folosit.

Pentru a se putea trasa curba căutată $c = f_3\ (R)$ se procedează după cum urmează :

a. Se consideră la început că elementele de construcție care o delimitează sînt alcătuite din materiale avînd cea mai mică capacitate de izolare R_x, adică avînd coeficienții de transmitere K_x cei mai mari.

Se calculează valoarea capacității de izolare R_0 a clădirii, folosind relația (6) apoi costul C_0 al clădirii echivalente (numai costul învelișului exterior) folosind expresia (19). Prin aproximație se admite în expresia (6) egalitatea $t_a = t_c$, eroarea fiind neînsemnată față de soluția căutată.

b. Pentru unul din elementele de construcţie (F_p, F_z sau F_t) se modifică materialul în cel mai bun posibil (cu cea mai bună capacitate de izolare, deci cu cel mai mic coeficient de transmitere K_x).

Aplicînd relaţiile (6) şi (19), ca şi în cazul precedent, se calculează valori noi R_1 şi C_1, admiţînd şi aici că $t_a = t_c$.

c. Păstrînd primul element îmbunătăţit, se trece la îmbunătăţirea celui de al doilea, obţinîndu-se valorile R_2 şi C_2;

La fel se procedează şi cu al treilea element, obţinîndu-se R_3 şi C_3.

d. Forma curbei căutate depinde de modul cum cresc costurile elementelor faţă de creşterea variabilei R. Pentru a obţine o curbă de forma cea mai convenabilă, este necesar ca ordinea elementelor, respectiv a fragmentelor de curbă, să fie în ordinea creşterii unghiurilor pe care le fac fragmentele de curbă cu axa absciselor.

În acest scop se calculează expresiile:

$$X_n = \frac{C_n - C_{n-1}}{R_n - R_{n-1}}. \qquad (20)$$

În cazul clădirilor blindate se obţin valorile x_1, x_2 şi x_3. În ordinea în care valorile cresc, trebuie să se succeadă şi porţiunile de curbă.

În cazul cînd valorile x arată necesitatea inversării ordinei elementelor, este necesară recalcularea perechilor de valori R_1C_1; R_2C_2 şi R_3C_3.

Se obţine o curbă cu aspectul din figura 4.

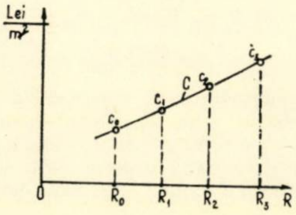


Fig. 4

4. DETERMINAREA CAPACITĂŢII OPTIME DE IZOLARE TERMICĂ

Analizînd curbele din figurile 2, 3 şi 4 şi în special unităţile în care se exprimă valorile ordonatelor, se constată că în timp ce curbele din figurile 2 şi 4 au ordonatele exprimate în lei/m², ordonatele curbei din figura 3 sînt exprimate în lei/m² an.

Pentru a se putea trasa cele trei curbe pe aceleaşi axe de coordonate, ordonatele trebuie să fie exprimate în aceleaşi unităţi. Acest lucru se poate realiza exprimînd investiţiile prin cheltuieli anuale sub formă de procente din valoarea lor.

În felul acesta, în locul curbelor din figurile 2 şi 4, prin înmulţirea ordonatelor cu procentele care exprimă cheltuielile anuale, se obţin curbele din figura 5, ordonatele cărora sînt exprimate în lei/m² an.

Trasînd şi curba costurilor anuale de combustibil pe acelaşi sistem de coordonate şi adunînd ordonatele celor trei curbe, se obţine a patra curbă care reprezintă variaţia costurilor anuale totale cînd variază capacitatea de izolare termică a clădirii, R.

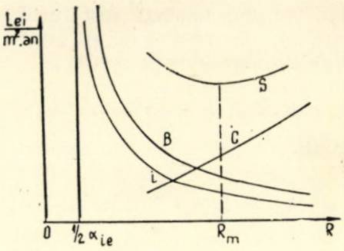


Fig. 5

Valoarea R, care corespunde minimului acestei curbe, este valoarea căutată.

5. EXEMPLU DE CALCUL

Se proiectează o hală industrială blindată, avînd lungimea 180 m, lăţimea 120 m şi înălţimea de 9,60 m. Temperatura interioară de confort termic $t_c = +16$ °C.

Temperatura exterioară, corespunzătoare regiunii în care se amplasează clădirea, $t_e = -19$°C, iar temperatura medie a perioadei de încălzire este $t_{em} = +2{,}3$°C.

Temperatura pămîntului sub pardoseală, se consideră $t_p = +3$°C.

Durata perioadei de încălzire, $Z = 174$ zile/an. Se presupune că adaosurile la pierderile de căldură, conform normelor de calcul, sînt $A_t = 1{,}19$.

Investiţia specifică pentru instalaţia de încălzire, $i = 0{,}50$ lei/kcal.

Costul combustibilului, $b = 50$ lei/Gcal.

Cota de cheltuieli anuale, aferente investiţiilor (construcţii şi instalaţii), este 5%.

Din studierea posibilităţilor de execuţie a elementelor învelişului exterior al clădirii din diferite materiale, s-au obţinut datele din tabela 1.

Ultima coloană din tabelă reprezintă costul total al fiecărui element de construcţie, obţinut prin înmulţirea suprafeţei elementului cu preţul unitar C_x.

Conform relaţiei (6), rezultă:

$$R_0 = \frac{F_{tot}\,(t_a - t_e)}{\Sigma\, F_x K_x\,(t_a - t_e')\, A_t} = \sim \frac{F_{tot}\,(t_c - t_e)}{\Sigma\, F_x\, K_x\,(t_c - t_e')\, A_t} =$$

$$= \frac{48\,960\,(16 + 19)}{[21\,600 \times 1{,}60 \times (16 + 19) + 5\,760 \times 1{,}10 \times (16 + 19) + 21\,600 \times 2 \times (16 - 3)]\ 1{,}19} = \mathbf{0{,}72} \left[\frac{\text{m}^2\ \text{h grd}}{\text{kcal}}\right].$$

Tabela 1

Nr. crt.	Elementul de construcţie	Supraf. (m²)	Materialul folosit	K_x $\frac{\text{kcal}}{\text{m}^2\ \text{h grd}}$	Preţul C_x (lei/m²)	Costul total C (lei)
1	Acoperiş	21 600	Plăci beton armat	1,60	123	2656800
			Plăci beton armat	0,75	200	4320000
2	Pereţi	5 760	Panouri prefabricate	1,10	203	1169280
			Panouri prefabricate	0,75	237	1365120
3	Pardoseală	21 600	Beton simplu sclivisit	2,00	40	864000
			Calupuri macadam	1,20	115	2480000

Aproximaţi a făcută prin înlocuirea t_a prin t_c dă erori neglijabile. Modificînd materialul acoperişului, se calculează R_1:

$$R_1 = \frac{48\,960\,(16+19)}{[21\,600 \times 0{,}75 \times (16+19) + 5\,760 \times 1{,}10 \times (16+19) + 21\,600 \times 2 \times (16-3)]\,1{,}19} = \mathbf{1{,}06} \left[\frac{\text{m}^2\,\text{h grd}}{\text{kcal}}\right].$$

Modificînd coeficientul K_x al pereţilor, rezultă:

$$R_2 = \frac{48\,960\,(16+19)}{[21\,600 \times 0{,}75 \times (16+19) + 5\,760 \times 0{,}75 \times (16+19) + 21\,600 \times 2 \times (16-3)]\,1{,}19} = \mathbf{1{,}12} \left[\frac{\text{m}^2\,\text{h grd.}}{\text{kcal}}\right].$$

Modificînd coeficientul K_x al pardoselii, se obţine:

$$R_3 = \frac{48\,960\,(16+19)}{[21\,600 \times 0{,}75 \times (16+19) + 5\,760 \times 0{,}75 \times (16+19) + 21\,600 \times 1{,}20 \times (16-3)]\,1{,}19} = \mathbf{1{,}36} \left[\frac{\text{m}^2\,\text{h grd}}{\text{kcal}}\right].$$

Cu ajutorul valorilor din tabela 1 şi al relaţiilor (18) şi (19) se fac următoarele calcule:

$$C_{tot \cdot 0} = F_a\, C_a + F_E\, C_E + F_p\, C_p =$$

$$= 2\,656\,800 + 1\,169\,280 + 864\,000 = 4\,690\,080 \text{ lei}$$

$$C_{tot \cdot 1} = 4\,320\,000 + 1\,169\,280 + 864\,000 = 6\,353\,280 \text{ lei}$$

$$C_{tot \cdot 2} = 4\,320\,000 + 1\,365\,120 + 864\,000 = 6\,549\,120 \text{ lei}$$

$$C_{tot \cdot 3} = 4\,320\,000 + 1\,365\,120 + 2\,484\,000 = 8\,169\,120 \text{ lei.}$$

Costurile unitare pe m² de clădire echivalentă vor fi:

$$C_0 = \frac{C_{tot \cdot 0}}{F_{tot}} = \frac{4\,690\,080}{48\,960} = 96 \text{ lei/m}^2$$

$$C_1 = \frac{C_{tot \cdot 1}}{F_{tot}} = \frac{6\,353\,280}{48\,960} = 130 \text{ lei/m}^2$$

$$C_2 = \frac{C_{tot \cdot 2}}{F_{tot}} = \frac{6\,549\,120}{48\,960} = 134 \text{ lei/m}^2$$

$$C_3 = \frac{C_{tot \cdot 3}}{F_{tot}} = \frac{8\,169\,120}{48\,960} = 167 \text{ lei/m}^2.$$

Aplicînd procentul corespunzător cotei anuale de 5%, aferente investiţiei, se obţine:

$a_0 = 4{,}80$ lei/m² an; $a_1 = 6{,}50$ lei/m² an; $a_2 = 6{,}70$ lei/m² an; $a_3 = 8{,}35$ lei/m² an.

Urmează calculul ordonatelor curbei investiţiei pentru instalaţia de încălzire, dată de relaţia (14).

Pentru a economisi spaţiul articolului de faţă, se presupune că α_{ie} a fost calculat cu ajutorul relaţiei (7) obţinîndu-se $\alpha_{ie} = \sim 8$ kcal/m² h grd.

Conform relaţiei (14), se obţine:

$$I = \frac{2\,\alpha_{ie}(t_c - t_e)\,i}{2\,\alpha_{ie} \times R - 1} = \frac{2 \times 8 \times (16+19)\,0{,}50}{2 \times 8 \times R - 1} = \frac{280}{16\,R - 1}.$$

Pentru valorile $R_0 \div R_3$ calculate, se va obţine:

$$I_0 = \frac{280}{16 \times 0{,}72 - 1} = 26{,}60 \text{ lei/m}^2;$$

$$I_1 = \frac{280}{16 \times 1{,}06 - 1} = 17{,}50 \text{ lei/m}^2;$$

$$I_2 = \frac{280}{16 \times 1{,}12 - 1} = 16{,}50 \text{ lei/m}^2;$$

$$I_3 = \frac{280}{16 \times 1{,}36 - 1} = 13{,}50 \text{ lei/m}^2.$$

Cheltuielile anuale aferente investiţiei pentru instalaţia de încălzire se obţin aplicînd aceeaşi cotă de 5% ca în cazul construcţiei:

$i_0 = 1{,}35$ lei/m² an; $i_1 = 0{,}87$ lei/m² an;
$i_2 = 0{,}82$ lei/m² an; $i_3 = 0{,}68$ lei/m² an.

Pentru consumul anual de combustibil se aplică relaţia (17):

$$B_{an} = \frac{48\,Z\,\alpha_{ie}\,(t_c - t_{em})\,b}{2\,\alpha_{ie} \times R - 1} =$$

$$= \frac{48 \times 174 \times 8(16 - 2{,}3) \times 50 \times 10^{-6}}{2 \times 8 \times R - 1} = \frac{45{,}80}{16 \times R - 1}.$$

Pentru valorile $R_0 \div R_3$, se obţine:

$$B_{an \cdot 0} = \frac{45{,}80}{16 \times 0{,}72 - 1} = 4{,}35 \text{ lei/m}^2 \text{ an};$$

$$B_{an \cdot 1} = \frac{45{,}80}{16 \times 1{,}06 - 1} = 2{,}86 \text{ lei/m}^2 \text{ an};$$

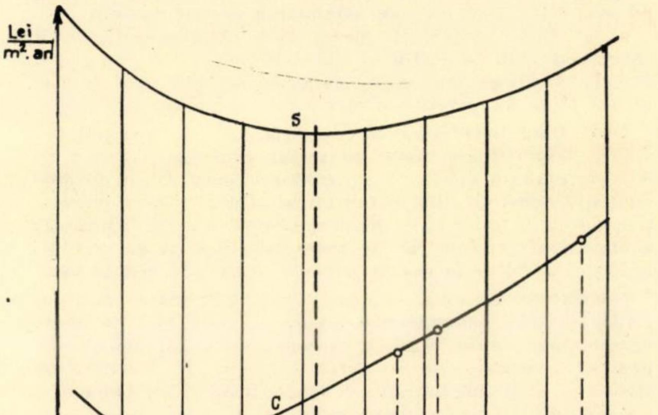
$$B_{an \cdot 2} = \frac{45{,}80}{16 \times 1{,}12 - 1} = 2{,}70 \text{ lei/m}^2 \text{ an};$$

$$B_{an \cdot 3} = \frac{45{,}80}{16 \times 1{,}36 - 1} = 2{,}20 \text{ lei/m}^2 \text{ an}.$$

Curbele rezultate sînt reprezentate în figura 6. Se vede că punctul cel mai coborît al curbei rezultate oscilează în apropierea abscisei $R_m = \sim 0{,}92$ m²hgrd/kcal.

Din figura 6 se vede că $R_m = 0{,}92$ se situează între R_0 şi R_1, deci, păstrînd celelalte elemente constructive (pereţii şi pardoseala) la valorile lor cele mai inferioare, trebuie

Fig. 6



îmbunătățită calitatea numai a acoperișului, micșorînd coeficientul de transmisie K_e (kcal/m²hgrd).

În acest scop se folosește expresia (6), în care se consideră ca necunoscută valoarea coeficientului de transmisie K_e al acoperișului.

$$\frac{F_{tot}(t_a - t_e)}{\Sigma F_x K_x (t_a - t'_e) A_t} = \sim \frac{F_{tot}(t_c - t_e)}{\sum F_x K_x (t_c - t'_e) A_t} =$$

$$= R_m = \frac{48\,960\ (16 + 19)}{[21\,600 \times K_e \times (16 + 19) + 5\,760 \times 1{,}10 \times (16 + 19) + 21\,600 \times 2 \times (16 - 3)]\ 1{,}19} = \mathbf{0{,}92}.$$

Prin rezolvare, rezultă pentru acoperiș :

$$K_e = 1{,}17 \text{ kcal/m}^2\text{hgrd}.$$

Metoda prezentată se mai poate îmbunătăți.

De asemenea, ea poate fi extinsă cu ușurință și asupra construcțiilor neblindate, introducînd al patrulea element — ferestrele.

Încăperile acumulatoarelor electrice staționare și prezumatul pericol de explozie

Ing. Șt. Iliescu
D.S.A.P.C – București

Acumulatoarele electrice în perioada lor de încărcare degajă hidrogen și oxigen, acesta fiind un fenomen secundar al procesului electrochimic principal de formare a materialelor active, care, în cazul acumulatoarelor cu plumb, sînt : peroxid de plumb (PbO_2) pe plăcile pozitive și plumb spongios (Pb) pe plăcile negative.

Degajările de hidrogen și oxigen se produc mai ales către partea finală a încărcării acumulatoarelor, adică după restabilirea materialelor active pe plăcile pozitive și negative și aceste degajări reprezintă de fapt fenomenul de electroliză a apei din electrolit (acid sulfuric diluat în apă $H_2SO_4 + H_2O$), respectiv fenomenul de descompunere a apei în elementele sale componente : *hidrogen* și *oxigen.*

Prezența hidrogenului liber în camerele în care se încarcă acumulatoare a făcut ca aceste camere să fie tratate de către normativul de pază contra incendiilor (N.P.C.I./1964) ca încăperi cu pericol de explozie.

N.P.C.I./1964 — tabel 04-01 încadrează „*camerele pentru încărcat acumulatoare*" la categoria „A" pericol de incendiu, iar articolul 04-30 impune amplasarea acestor camere :

— la clădiri numai cu parter, spre exterior, astfel încît camera să aibă cel puțin un zid exterior ;

— la clădiri cu mai multe etaje, la ultimul etaj, de asemenea lîngă un perete exterior.

Dată fiind încadrarea la categoria „A" se mai impun : ziduri despărțitoare, față de restul camerelor, groase de 37,5 cm, cînd sînt construite din cărămidă sau de 20 cm grosime cînd sînt construite din beton armat. De asemenea, elementele zidului exterior ca și ale acoperișului camerei de încărcat acumulatoare trebuie să fie ușor dislocabile și de greutăți limitate, astfel ca în caz de explozie acestea să cedeze ușor.

Normativul în cauză nu face deosebirea dintre *camerele pentru încărcat acumulatoare,* în care se aduc spre încărcare acumulatoare transportabile ca cele pentru automobile sau pentru electrocare, și *încăperile bateriilor de acumulatoare staționare,* cum sînt bateriile destinate instalațiilor telefonice, bateriile avertizoarelor de incendiu ș.a.

Bateriile staționare sînt în general baterii de capacitate mică, la care condițiile impuse de exploatare fac ca încăperea în care se instalează să fie dimensionată larg în raport cu capacitatea bateriei, în timp ce în camerele pentru încărcat baterii transportabile se pot afla, la anumite momente de vîrf, un număr destul de mare de acumulatoare puse la încărcat, astfel încît volumul camerei să devină mic în raport cu capacitatea bateriilor puse la încărcat.

Este de menționat că bateriile staționare pentru același număr de elemente au un volum propriu mare în raport cu capacitatea lor, în timp ce bateriile transportabile au un volum mult mai mic, ele diferind prin însăși metoda de fabricație, conținutul de electrolit ș.a.

Faptul că fenomenul de încărcare a unui acumulator este însoțit de degajări de hidrogen și că hidrogenul în amestec cu aerul reprezintă un amestec exploziv, care amorsat printr-o scînteie sau flacără deschisă poate da naștere la incendii, nu justifică totdeauna măsurile ce se impun de normativ și tocmai acest lucru se va demonstra mai jos.

Orice gaz combustibil în amestec cu aerul, pentru a se putea aprinde, trebuie să se afle în anumite proporții.

Hidrogenul, fiind un gaz combustibil în amestec cu aerul (% volum de hidrogen în aer), are limitele de aprindere [1] cuprinse între :

$$4{,}1\,\% \text{ și } 75\,\%.$$

Deci orice dozaj hidrogen-aer mai mic de 4,1 % sau mai mare de 75 % nu se va aprinde, deoarece amestecul este prea sărac sau prea bogat.

Științific se poate calcula volumul de hidrogen care se degajă la încărcarea unui acumulator. Cunoscîndu-se cantitatea de hidrogen ce se poate degaja într-o încăpere la care volumul este cunoscut, înseamnă că și dozajul de hidrogen-aer se poate calcula.

Cantitățile de hidrogen și oxigen degajate la încărcarea unui acumulator sînt direct proporționale cu *cantitatea de curent necesară încărcării* exprimată în amperi-oră (Ah).

Astfel, pentru o cantitate de curent de 1 Ah folosită pentru încărcare, cantitatea de hidrogen ce se degajă este de :

$$0{,}4184 \text{ dm}^3$$

în condiții normale de presiune și temperatură [2].

Pentru ilustrare se dă următorul exemplu practic realizat în proiectare :

— baterie staționară tip L-1 a cărei capacitate este de 36 Ah (în regim de 10 ore) ;

— încăperea unde se instalează are dimensiunile 1,70 × × 1,87 × 2,95 m și volumul de 9,350 m³ = 9 350 dm³ ;

— randamentul (de curent) bateriei este de 0,84, deci în calcule se va lua capacitatea afectată de randament, adică

$$36/0{,}84 = 43 \text{ Ah} ;$$

— volumul de hidrogen degajat în timpul unei încărcări :

$$43 \text{ Ah} \times 0{,}4184 \text{ dm}^3 \text{ H/Ah} = 18 \text{ dm}^3 \text{ H}.$$

Presupunînd că încărcarea se efectuează în condiții de etanșeitate perfectă la uși și ferestre, dozajul hidrogen-aer la finele încărcării va fi :

$$\frac{18}{9\,350} \times 100 = 0{,}193\ \%,$$

adică de 21 ori mai mic decît 4,1 % care este dozajul minim explozibil hidrogen-aer.

Tabela 1

Specificaţie	Proiect nr. 4891 PE. Spital 420 paturi la Slobozia	Proiect nr. 7284 PE. Policlinică tip II la Tr. Măgurele (adaptare pr. tip ISCAS nr. 4554/II)	Proiect nr. 7339 – PE. Grup social administrativ Videle
— Dimensiunile încăperii	4,55 × 3,17 × 3,10	1,20 × 2,40 × 2,80	1,70 × 1,87 × 2,45
— Volumul încăperii — dm^3	44 800	8 050	9 350
— Tipul bateriei	1 buc. L—1+ 1 buc. L—2	L—2	L—1
— Capacitatea bateriei — Ah	36 + 72 = 108	72	36
— Randament — %	84	84	84
— Cantitatea de curent real consumată pentru încărcare — Ah	43 + 86 = 129	86	43
— Volum de hidrogen degajat — dm^3	54,7	36	18
— Dozajul hidrogen-aer în volume — %	0,122	0,446	0,193
— Raportul dintre dozajul minim explozibil (4,1 %) şi dozajul calculat	33,6	9,2	21
— Volum specific de aer în raport cu capacitatea bateriei — m^3/Ah	0,41	0,11	0,26

Practic, asemenea încăperi nu au ferestrele şi uşile etanşe şi sînt prevăzute cu ventilaţii (la tavan pentru evacuarea hidrogenului care este mai uşor ca aerul şi la pardoseală pentru evacuarea vaporilor de acid care sînt mai grei ca aerul) iar încărcarea bateriei se face numai la formarea ei pentru întreaga capacitate şi într-o durată de timp de 3...10 ore, astfel că nici dozajul de 0,193 % nu se poate atinge real niciodată.

Din proiectele întocmite de către D.S.A.P.C. — Bucureşti pentru încăperile bateriilor de acumulatoare necesare centralelor telefonice de abonat, sînt date în tabela 1 datele caracteristice şi dozajele teoretice la care s-ar ajunge la finele încărcării în condiţii ideale de etanşare.

Pentru aceste cazuri concrete, dozajele calculate sînt de 11...47 ori mai mici decît dozajul minim explozibil. În realitate aceste dozaje hidrogen-aer sînt şi mai mici din cauza ventilaţiei naturale a încăperii.

Ce s-ar întîmpla dacă în încăperea de 2,40 × 1,20 m (col. 3 din tabela 1), care are un volum de 8 050 dm^3, s-ar aduce spre încărcare baterii de acumulatoare transportabile?

Pentru a se atinge dozajul minim explozibil de 4,1 % cantitatea de hidrogen ce ar trebui să se degaje ar trebui să fie de :

$$8\,050 \times 0{,}041 = 350{,}05 \text{ dm}^3.$$

O asemenea cantitate de hidrogen s-ar putea degaja dacă în încăpere s-ar încărca baterii de acumulatoare a căror capacitate ar fi de :

$$\frac{350{,}05 \text{ dm}^3 \text{ H}}{0{,}4184 \text{ dm}^3 \text{ H/Ah}} = 788 \text{ Ah}.$$

Ţinîndu-se seamă şi de randamentul de curent, practic, ca să se atingă dozajul de 4,1 %, ar trebui, în condiţii ideale de etanşeizare a încăperii, să se afle simultan la încărcat 7...8 baterii auto de cîte 120 Ah fiecare.

Aceasta demonstrează că pentru *camerele de încărcat acumulatoare transportabile* măsurile P.C.I. sînt justificate, dar aceleaşi măsuri nu sînt justificate pentru *încăperile bateriilor de acumulatoare staţionare.*

Tehnica proiectării centralelor telefonice, pentru considerente economice şi de exploatare, impune ca încăperea bateriei de acumulatoare să se afle alipită centralei telefonice sau la subsolul acesteia. Aşa sînt realizate centralele telefonice urbane mari şi mici, cît şi centralele telefonice de abonat şi pînă în prezent nu s-au semnalat, nici în ţara noastră şi nici în străinătate, cazuri de explozie în aceste încăperi.

Concluziile ce se trag din cele mai sus expuse sînt următoarele :

— Încăperile bateriilor de acumulatoare staţionare nu prezintă pericol de explozie, deoarece cantitatea de hidrogen degajată este mult prea mică în raport cu volumul de aer al încăperii.

— Se impune revizuirea normativului de pază contra incendiilor (N.P.C.I./1964) în scopul scoaterii acestor încăperi de la categoria „A" pericol de incendiu, fără a se modifica condiţiile tehnice speciale ale încăperilor de acumulatoare (cameră tampon, ventilaţie naturală, circuite electrice exterioare încăperii etc.).

— În normativul P.C.I. revizuit să se impună o normă de volum specific (volum de încăpere în raport cu capacitatea bateriei care se instalează în încăpere) de exemplu, impunîndu-se norma de 0,25 m^3 încăpere de fiecare amper-oră instalată, ceea ce nu este exagerat, s-ar realiza un coeficient de siguranţă egal cu 24. Altfel exprimat, cu această normă de volum specific în condiţii ideale de etanşare şi fără ventilaţii, dozajul hidrogen-aer calculat la finele încărcării ar fi de 0,17 %, adică de 24 ori mai mic decît 4,1 %.

— Prin această revizuire de normativ s-ar atinge trei scopuri :

a) s-ar ieftini investiţia, evitîndu-se zidurile despărţitoare, de 37,5, respectiv de 20 cm grosime ;

b) s-ar da posibilitatea plasării încăperilor de acumulatoare staţionare în locul optim impus de tehnologia exploatării ;

c) s-ar pune capăt litigiilor, existente azi, dintre proiectanţi şi organele de control P.C.I., din cauza asimilării *încăperilor bateriilor staţionare* cu *camerele pentru încărcat acumulatoare.*

N. B. Cele expuse mai sus pentru bateriile acumulatoarelor cu plumb sînt valabile şi pentru acumulatoarele alcaline, deoarece fenomenul electrochimic secundar este acelaşi, adică descompunerea apei din electrolit, echivalentul electrochimic rămînînd acelaşi, adică 0,4184 dm^3 hidrogen de fiecare Ah folosit la încărcare.

Bibliografie

[1] * * * : *Manualul inginerului chimist.* Bucureşti, Editura Tehnică, 1952, vol. II, pag. 1993 – Tabel IX – 4. d.

[2] * * * : *Manualul inginerului chimist.* Bucureşti, Ed. Tehnică. tabela III – 4 „*Echivalenţi electrochimici*" vol. II, pag. 1741.

Cu privire la folosirea formulei Colebrook la dimensionarea conductelor de gaze de presiune joasă

Ing. G. Gheorghe, ing. Al. Stellu

1. GENERALITĂŢI

1.1. În diverse ţări se utilizează diferite formule pentru dimensionarea conductelor de gaze de joasă presiune.

Literatura de specialitate citează mai multe formule, printre care cele mai cunoscute sînt : Pole, Spitzglass, Monnier, Biel, Renouard, Lacey, Crips etc.

Dintre acestea cele mai uzuale formule sînt : Pole, Spitzglass, Monnier.

Numărul mare de formule dezorientează pe practician care nu are nici timpul necesar, nici posibilitatea să verifice exactitatea formulelor găsite în literatură şi în majoritatea cazurilor se mulţumeşte să urmeze tradiţia sau notorietatea.

Comparînd între ele diversele formule şi aceleaşi formule cu regimul real de curgere indicat de numărul lui Reynolds, se constată :

— fiecare formulă are domeniul său de valabilitate în care ea coincide cu regimul real de curgere sau oscilează puţin în jurul acestuia ;

— în afara domeniului lor de valabilitate, aceste formule dau pentru anumite diametre debite mai mari decît regimul real de curgere, ducînd la subdimensionare, care în anumite cazuri poate deveni importantă, în timp ce pentru alte diametre se obţin debite mai mici decît în realitate, care au ca rezultat o supradimensionare a conductelor.

Această situaţie nu poate fi acceptată, adică a lăsa calculul conductelor la întîmplare, mai ales în prezent cînd se vizează economii de materiale prin aplicarea factorilor de încărcare, sau la verificarea capacităţii de transport a conductelor pentru instalaţiile noi.

Proiectantul nu trebuie să calculeze ignorînd realitatea. Dacă sînt necesare rezerve, ele trebuie să fie prevăzute, dar cu luciditate, rezerve cunoscute. Obţinerea unor diametre mai mici decît cele necesare nu poate fi utilă nimănui.

1.2. Apare logic să se pună următoarele întrebări :

— care este domeniul de valabilitate al fiecărei formule?

— cît de departe se poate utiliza o formulă în afara domeniului său de valabilitate ţinînd seama de economicitate în ansamblu?

— este posibil să se găsească o singură formulă avînd o valabilitate generală sau măcar o valabilitate mai întinsă?

Prezentul studiu îşi propune să dea răspunsul la aceste întrebări.

2. CONDIŢII DE CALCUL

2.1. S-a luat ca singură variabilă independentă pierderea de presiune unitară, în milimetri coloană de apă.

2.2. S-a neglijat corecţia de presiune, eroarea introdusă prin această simplificare fiind de ordinul lui 2,7% pentru domeniul laminar, 0,6% pentru domeniul turbulent fără rugozitate şi 0,4 % pentru domeniul Colebrook.

2.3. Pentru regimul real de curgere s-a utilizat în fiecare domeniu formula care defineşte domeniul respectiv, adică pentru domeniul laminar ($Re \leqslant 2\,320$) formula Poisseuille etc. şi s-a verificat concordanţa formulelor utilizate pe diagrama $\lambda = f\left(Re, \frac{d}{k}\right)$ aşa-numita diagramă Moodg sau Nicuradze.

2.4. Pentru domeniul instabil ($2\,320 < Re < 4\,000$), s-a acceptat o creştere liniară a debitului în raport cu pierderea unitară de presiune între sfîrşitul domeniului laminar şi începutul domeniului turbulent.

2.5. Vîscozitatea cinematică s-a considerat cea a gazului natural din ţara noastră $\gamma = 14{,}4 \times 10^{-6}$ m^2/s.

2.6. Rugozitatea absolută a fost cea acceptată pentru conducte din oţel, după o exploatare îndelungată $K = 0{,}05$ cm.

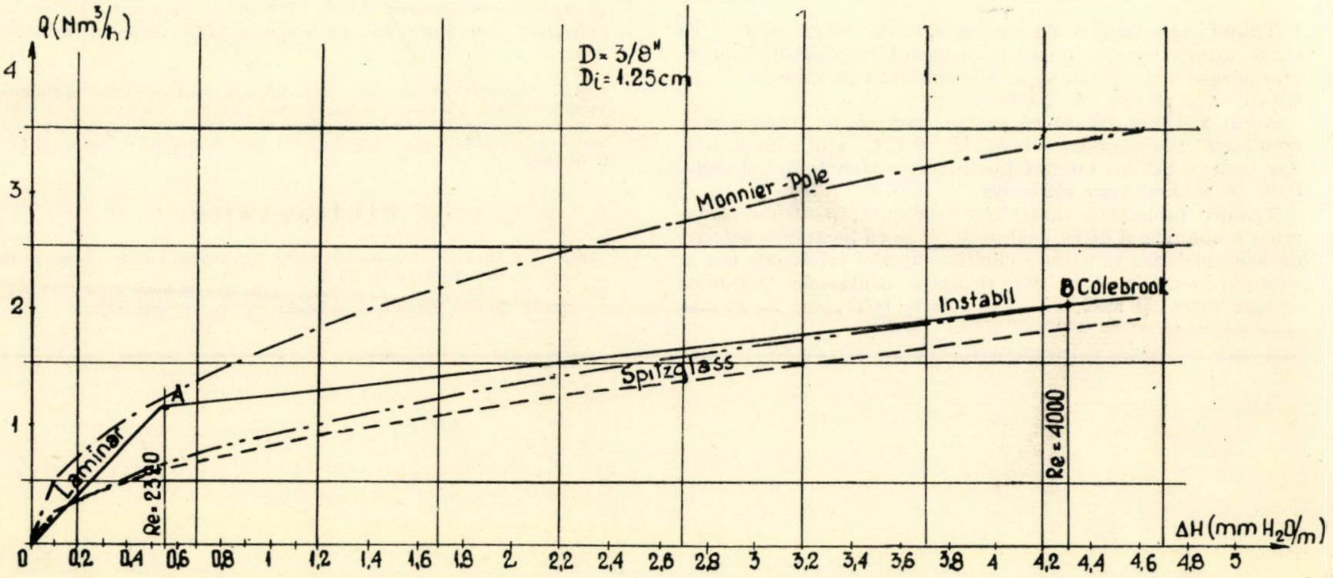
2.7. Densitatea relativă (aer = 1), aceea a gazului natural din ţara noastră $\delta = 0{,}554$.

2.8. Diametrele utilizate : 3/8″, 1/2″, $^{3}/_{4}$″, 1″, $1^{1}/_{4}$″, $1^{1}/_{2}$″, 2″, 4″, 6″, 8″, 10″, 12″.

3. NOTAŢII ADOPTATE

Q — debitul, în Nm^3/h
D — diametrul interior, în cm
ΔH — pierderea de presiune unitară, mm col. apă/metru
K — rugozitatea absolută, în cm
λ — coeficientul de frecare
Re — numărul lui Reynolds
Re cr I şi *Re cr* II — Numerele lui Reynolds care încadrează domeniul de curgere turbulent cu asperităţi moderate, în care λ este determinat de formula Colebrook.
δ — densitatea relativă (aer = 1)
γ — vîscozitatea cinematică, în m^2/s
W — viteza gazului, în m/s.

Diagrama 1



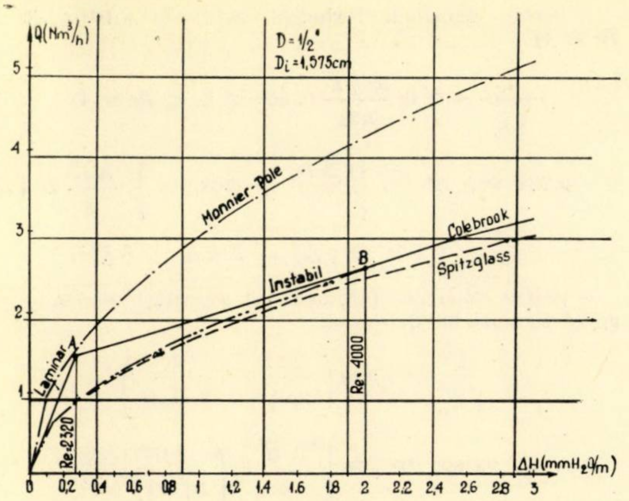


Diagrama 2

4. FORMULE CONSIDERATE

S-au considerat în comparaţie următoarele formule:

— formula Pole

$$Q = 0{,}711 \sqrt{\frac{\Delta H\, D^5}{\delta}} = 0{,}949 \quad D^2 \sqrt{D} \sqrt{\Delta H} \;;$$

— formula Monnier

$$Q = 0{,}707 \sqrt{\frac{\Delta H\, D^5}{\delta}} = \sim 0{,}955\, D^2 \sqrt{D} \sqrt{\Delta H} \;;$$

— formula Spitzglass

$$Q = 1{,}0704\, K \sqrt{\frac{\Delta H}{\delta}} = \sim \; 1{,}4378 \quad K \sqrt{\Delta H}$$

unde

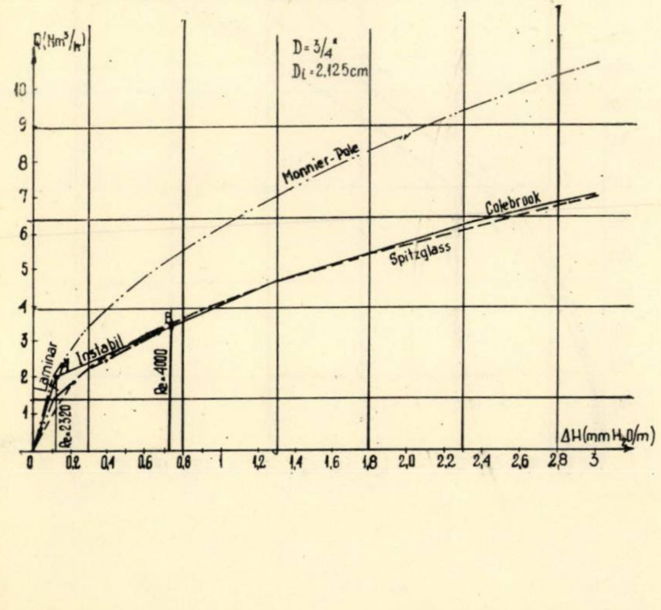
$$K = \frac{D^2 \sqrt{D}}{\sqrt{1 + \frac{9{,}144}{D} + 0{,}01181 \; D}} \;;$$

— pentru regimul real de curgere, pentru toate domeniile:

$$W = \frac{3{,}5385\, Q}{D^2 \,;} \;;$$

$$Re = 694{,}44 \quad W \;\; D \,;$$

Diagrama 3



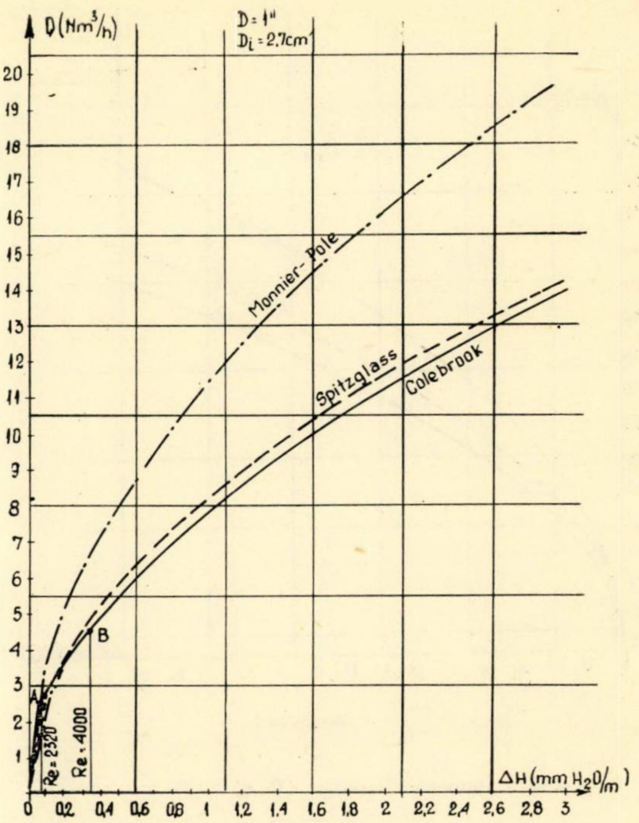
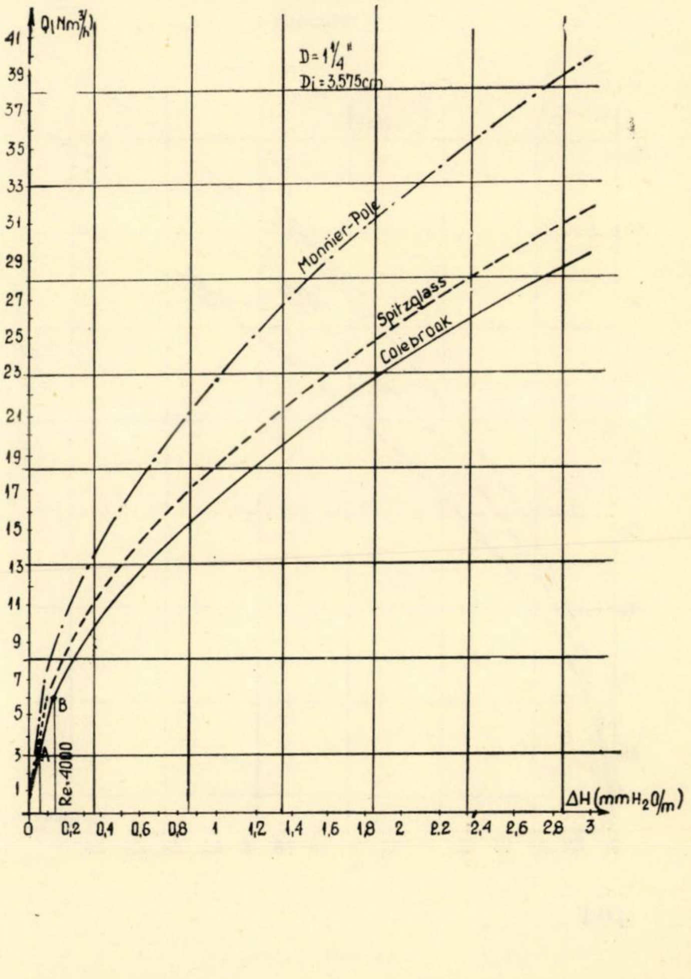


Diagrama 4

Diagrama 5



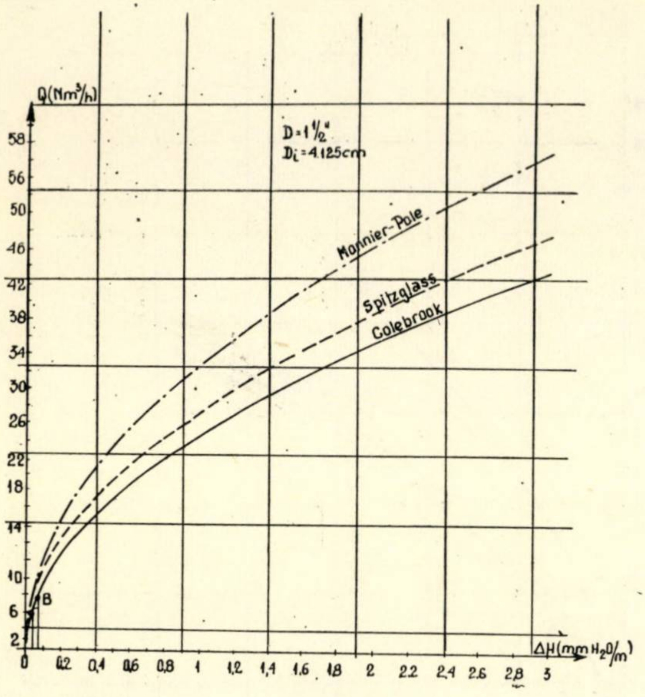


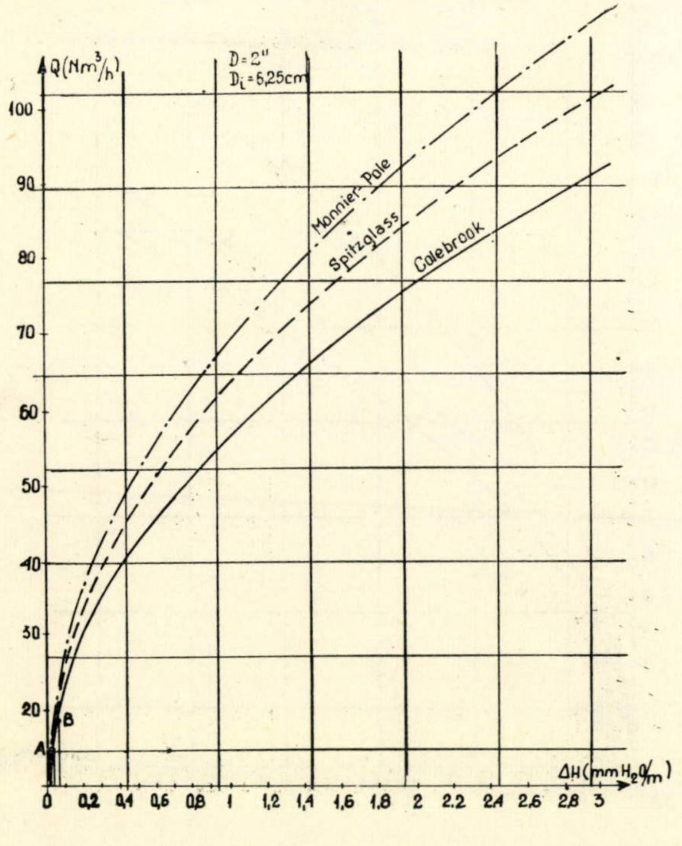
Diagrama 6

— pentru domeniul laminar ($Re \leqslant 2\,320$)

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

$$Q = 0{,}471 \frac{\Delta H D^4}{\delta} = \sim 0{,}85\ \Delta H\ D^4;$$

Diagrama 7



— pentru domeniul turbulent neted ($4 \times 10^3 \leqslant Re \leqslant Re\ cr$ I)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \frac{Re\sqrt{\lambda}}{2{,}51}\ (4\,000 \leqslant Re \leqslant Re\ cr\ \mathrm{I})$$

$$Q = 0{,}222\ 697\ D^2 \sqrt{D} \sqrt{\frac{\Delta H}{\delta}} \lg \left(108{,}958 \sqrt{\frac{\Delta H}{\delta}} D \sqrt{D}\right)$$

$$= 0{,}2992 \sqrt{\Delta H}\ D^2 \sqrt{D}\ \lg\ (146{,}4\ D \sqrt{\Delta H});$$

— pentru domeniul turbulent cu asperități moderate se aplică formula lui Colebrook:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{2{,}51}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3{,}71\ D}\right)$$

$$Q = -0{,}222697\ D^2 \sqrt{D} \sqrt{\frac{\Delta H}{\delta}} \lg \left(\frac{0{,}0091736}{D\sqrt{D}\sqrt{\frac{\Delta H}{\delta}}} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}01348}{D}\right).$$

$$Q = -0{,}2992\, D^2 \sqrt{D} \sqrt{\Delta H} \lg \left(\frac{0{,}0068279}{D\sqrt{D}\sqrt{\Delta H}} + \frac{0{,}01348}{D}\right).$$

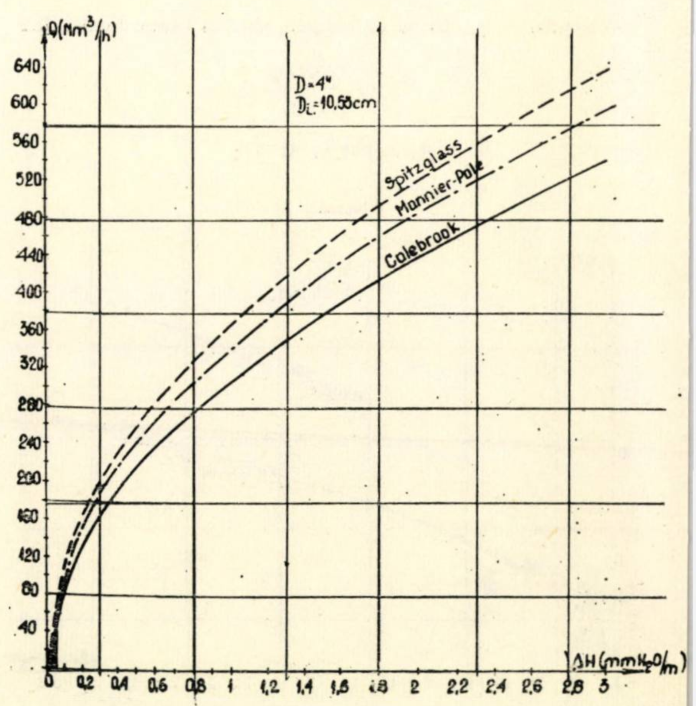
Această ultimă formulă este valabilă pentru $Re\ cr\ I \leqslant \leqslant Re \leqslant Re\ cr$ II

$$Re\ cr\ \mathrm{I} = 14 \left(\frac{D}{2\,K}\right)^{1{,}143}$$

$$Re\ cr\ \mathrm{II} = \frac{D}{2\,K}\left(665{,}4 + 764{,}8\ \lg \frac{D}{2\,K}\right).$$

Pentru determinarea lui *Re cr* I s-a utilizat, de asemenea, și formula indicată de V.T.I. Moscova, dar la limita de separație a domeniilor Colebrook și Nicuradze valorile nu au coincis.

Diagrama 8



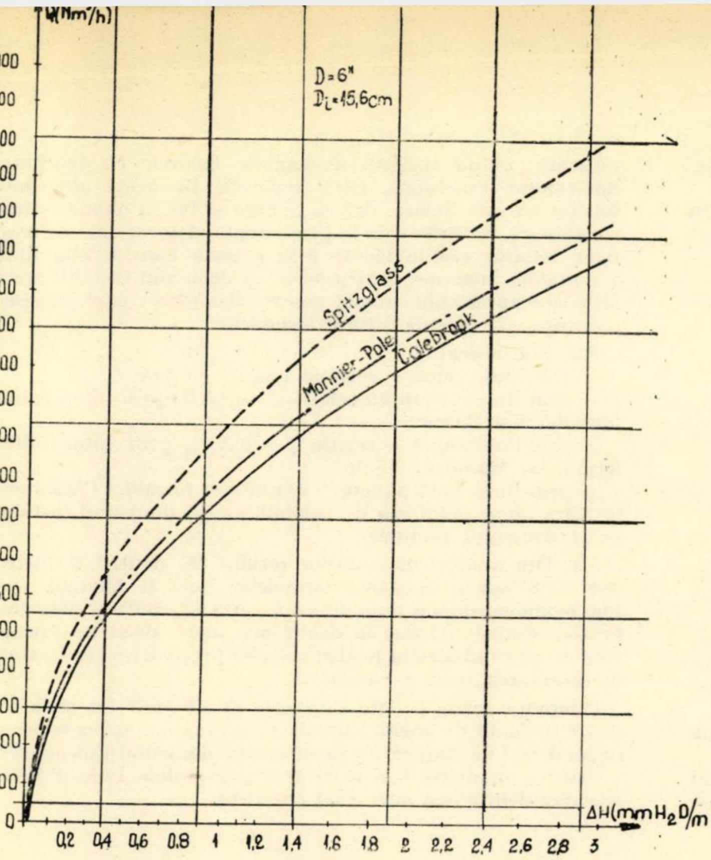


Diagrama 9

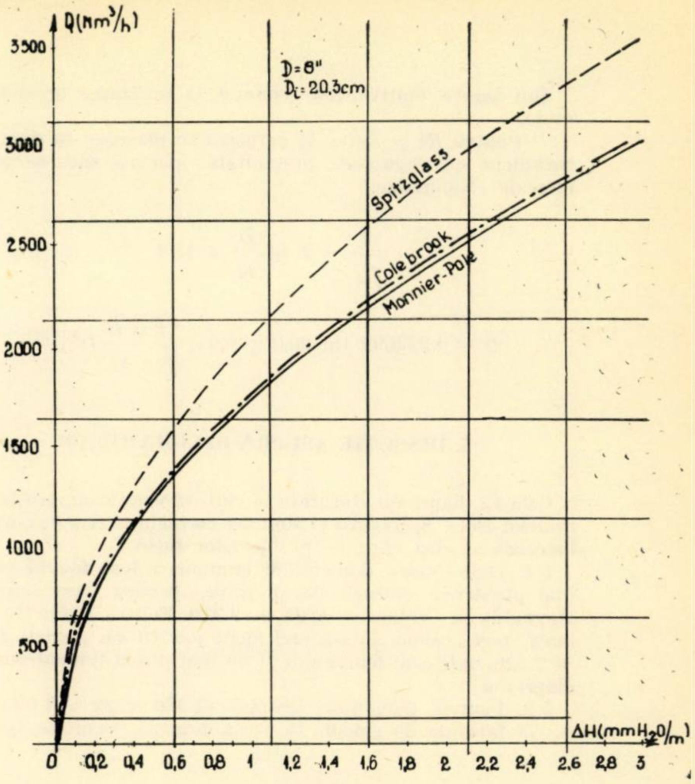


Diagrama 10

Diagrama 11

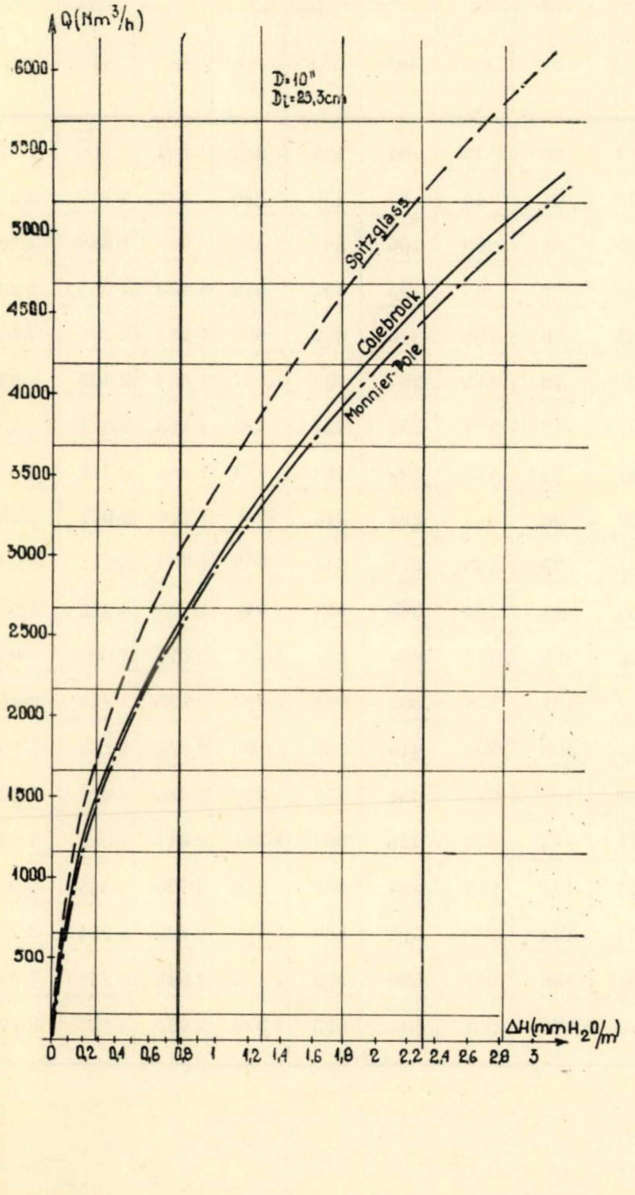
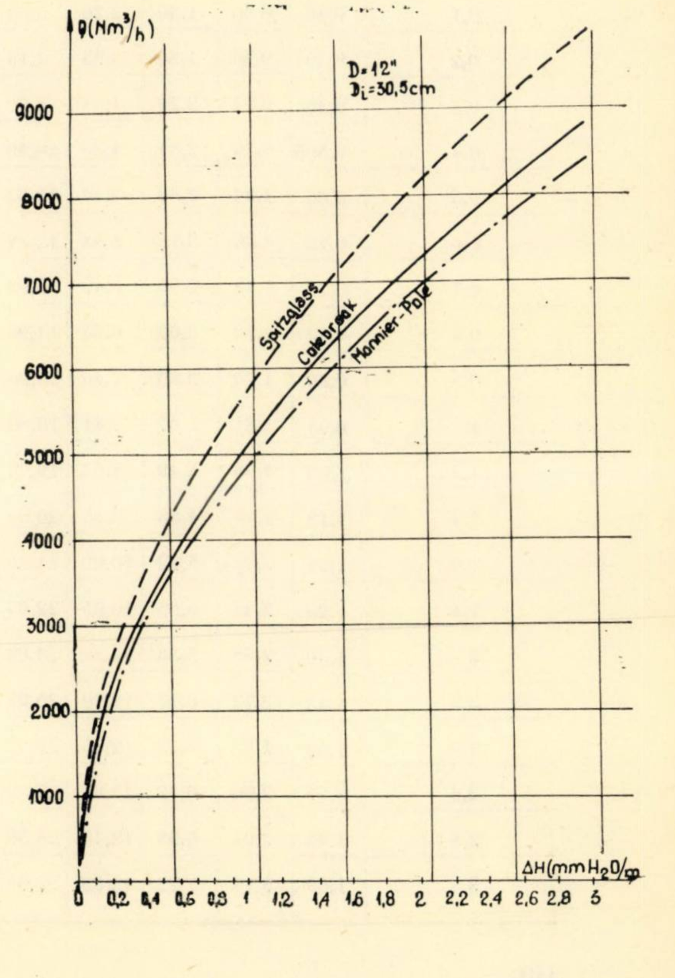


Diagrama 12



Din aceste motive, s-a renunţat la utilizarea acestei formule.

— Pentru $Re > Re\ cr$ II curgerea se plasează în domeniul turbulent cu rugozităţi pronunţate, pentru care se aplică formula Nicuradze.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\ \lg \frac{D}{K} + 1{,}14$$

$$Q = 0{,}222697\ (\lg 20D + 0{,}57) \sqrt{\frac{\Delta H}{\delta}}\, D^2 \sqrt{D}\ .$$

5. DISCUŢIE ASUPRA DIAGRAMELOR

Cele 12 diagrame alăturate în care se vede comparaţia formulelor Pole, Spitzglass şi Monnier cu regimul real de curgere, încearcă să dea răspuns problemelor puse.

5.1. Delimitarea domeniului laminar a fost făcută calculînd pierderea unitară de presiune, pentru care numărul Reynolds ia valoarea egală cu 2 320. Pentru diametre mai mari, acest calcul nu s-a mai făcut pentru că, pentru $Re = 2\,320$, ΔH este foarte mic şi nu mai putea fi menţionat pe diagramă.

5.2. Pentru domeniul instabil ($2\,320 < Re < 4\,000$) nu există formule de calcul. În acest domeniu debitele au fost estimate unind sfîrşitul domeniului laminar cu începutul domeniului Colebrook. Fără îndoială, în acest domeniu, funcţia nu este liniară, dar ea trebuie să fie cu obligativitate crescătoare, putînd oscila în jurul dreptei determinate de creşterea liniară, erorile făcute prin această consideraţie fiind acceptabile, mai ales pentru aceea că domeniul instabil are o întindere apreciabilă numai pentru diametrele mici. Aceeaşi servitute este proprie tuturor formulelor.

5.3. S-a indicat :

— prin linie plină — regimul real de curgere

— prin linie întreruptă relaţia $Q = f(\Delta H)$ prin intermediul formulei Spitzglass

— prin linie punct — relaţia $Q = f(\Delta H)$, prin intermediul formulelor Monnier — Pole

— prin linie două puncte — extinderea formulei Colebrook în afara domeniului său de valabilitate (în domeniul instabil şi în domeniul laminar).

5.4. Din analiza diagramelor rezultă că, pentru diametre mici (3/8″—6″), aplicarea formulelor Pole şi Monnier (pe care le-am considerat împreună din cauza diferenţelor nesemnificative dintre ele) duc la debite mai mari decît cele reale, ceea ce este indezirabil pentru calculul precis care ţine seamă de încărcarea reală a conductei.

Diferenţa scade o dată cu creşterea diametrelor şi la 8″ curba indicată de aceste formule se suprapune aproape peste regimul real de curgere (în cazul acesta, domeniul Colebrook).

Pentru diametre mai mari de 8″, formulele Pole şi Monnier dau debite mai mici decît cele reale.

Tabela 1

D(ţoli)	3/8	1/2	3/4	1	$1^1/_4$	$1^1/_2$	2	$2^1/_2$	3	4	5	6	8	10	12
Di (cm) / ΔH (mm col. H_2O/m)	1,25	1,575	2,125	2,7	3,575	4,125	5,25	6,8	8,05	10,55	13,1	15,6	20,3	25.3	30,5
0,1	0,26	0,50	1,30	2,26	5,00	7,30	14	28	45	94	166	265	541	960	1 577
0,2	0,40	0,76	1,85	3,35	7,19	10,60	20	41	65	135	239	380	773	1 372	2 250
0,3	0,49	0,94	2,20	4,14	8,90	13,20	25	51	80	166	294	467	951	1 688	2 769
0,4	0,565	1,10	2,51	4,80	10,40	15,40	29	59	93	193	341	542	1 102	1 955	3 206
0,5	0,66	1,24	2,80	5,40	11,62	17,20	33	66	105	216	382	607	1 234	2 190	3 587
0,6	0,72	1,36	3,10	5,98	12,82	18,90	36	73	115	237	420	667	1 354	2 402	3 937
0,7	0,78	1,48	3,35	6,49	13,92	20,50	39	79	125	257	454	722	1 463	2 598	4 257
0,8	0,84	1,60	3,62	6,95	14,96	22	42	84	133	275	487	772	1 566	2 778	4 552
0,9	0,89	1,70	3,85	7,40	15,90	23,40	45	90	141	291	516	820	1 663	2 951	4 835
1	0,94	1,81	4,07	7,81	16,80	24,70	47	95	149	311	545	865	1 754	3 111	5 097
1,2	1,03	1,96	4,49	8,63	18,46	27,20	52	104	164	338	598	949	1 923	3 412	5 593
1,4	1,13	2,11	4,88	9,35	20,00	29,40	56	113	177	366	647	1 027	2 079	3 691	6 044
1,6	1,21	2,28	5,23	10,00	21,40	31,50	60	121	191	392	692	1 098	2 225	3 948	6 463
1,8	1,28	2,45	5,55	10,65	22,65	33,50	64	128	202	416	735	1 166	2 360	4 188	6 858
2	1,36	2,58	5,88	11,25	24,00	35,40	68	135	213	439	775	1 230	2 489	4 419	7 228
2,2	1,43	2,72	6,17	11,80	25,25	37,40	71	142	224	460	803	1 291	2 611	4 637	7 586
2,4	1,50	2,85	6,43	12,35	26,47	38,80	74	148	234	481	849	1 349	2 730	4 845	7 929
2,6	1,56	2,96	6,72	12,87	27,50	40,50	77	154	243	501	886	1 404	2 842	5 044	8 253
2,8	1,62	3,07	6,98	13,40	28,50	42,20	80	160	252	520	919	1 458	2 949	5 236	8 567
3	1,69	3,19	7,22	13,85	29,60	43,70	83	166	261	545	952	1 510	3 053	5 420	8 873

Pentru formula Spitzglass, diferența se realizează în sens invers; pentru diametre mici (3/8″, 1/2″), debitele sînt mai mici decît cele date de regimul real de curgere; pentru diametre mai mari ca 1″, debitele sînt mai mari decît cele date de regimul real de curgere. La 3/4″ formula Spitzglass se suprapune aproape peste regimul real de curgere mai puțin în laminar.

În orice caz diferențele sînt mai puțin mari decît cele date de formulele Pole și Monnier.

5.5 Erorile produse prin aplicarea fără restricții a formulelor Pole, Monnier și Spitzglass sînt pentru unele cazuri apreciabile.

De aici se poate ilustra necesitatea aplicării formulelor exacte de calcul care țin seama de variabilitatea lui λ, chiar dacă implică complicații de calcul.

5.6. Pe diagrame se observă că, pentru majoritatea cazurilor, curgerea se plasează în domeniul turbulent cu asperități moderate pentru care se aplică formula Colebrook.

Din aceste motive, propunem aplicarea generală a formulei Colebrook pentru calculul conductelor funcționînd la joasă presiune.

Propunînd aceasta, am observat că pentru diametrele de 3/8″ și 1/2″ (pentru care se poate calcula cu mai bună exactitate cu formula Poisseuille) se face o eroare (dimensionînd puțin în exces în domeniul laminar), pe care noi o considerăm acceptabilă. Pentru celelalte diametre, formula Colebrook dă cea mai bună concordanță.

Formula propusă are următoarea formă:
(pentru $\gamma = 14{,}4 \times 10^{-6}$ m²/s)

$$Q = -\,0{,}222697\, D^2 \sqrt{D} \sqrt{\frac{D H}{\delta}}\ \lg\left(\frac{0{,}0091736}{D \sqrt{D} \sqrt{\frac{D H}{\delta}}} + \frac{0{,}01348}{D}\right)$$

Această formulă are dezavantajul imposibilității explicitării ei în diametru, dar, în prezent, cînd se dispune de un bogat instrument de calcul, nu se poate ignora exactitatea din cauza dificultăților de calcul.

Pentru calculul conductelor cu ajutorul formulei Colebrook s-a întocmit tabela 1.

Mai mult, am întrebuințat această formulă pentru calculul unei rețele inelare la un calculator electronic, care nu înregistrează complicațiile datorate iterării.

Deci, mulțumită instrumentelor moderne de calcul, se poate beneficia de exactitate, ignorînd creșterea dificultăților de calcul.

Structura costurilor și probleme ale reducerii indicilor de investiții la lucrările comerciale

Ing. Tr. Popescu și ing. Al. Vraca

O parte însemnată a prevederilor planului cincinal, referitoare la investițiile aferente circulației mărfurilor, o constituie investițiile pentru noile unități comerciale.

În activitatea de realizare a acestor investiții, rolul proiectării este să folosească experiența pozitivă acumulată și, în permanentă colaborare cu cercetarea, să găsească noi soluții, mai suple, mai ieftine, mai eficiente, care să permită o îmbunătățire a tehnologiei comerciale, la nivelul exigențelor crescînde ale cumpărătorilor, la nivelul cel mai ridicat al practicii mondiale comerciale contemporane.

Proiectele realizate în ultimii ani, ani de intensă dezvoltare a rețelei comerciale, conțin, pe lîngă soluții mature, bine studiate, avantajos rezolvate din punct de vedere tehnic și economic, și unele realizări mai puțin reușite, fie cu defecțiuni tehnologice, fie cu rețete constructive și dotări prea scumpe sau inutile.

Posibilitățile de finanțare ale etapei actuale limitează indicele specific de investiții la circa 1 700 lei m² de suprafață construită. Aceasta nu este o sarcină ușoară, ținînd seamă de faptul că realizările curente ale spațiilor comerciale exprimă o medie în jurul a 2 300 lei/m² Ad.

În vederea investigării posibilităților de a reduce costurile totale și specifice ale acestor investiții și pentru a identifica elementele generatoare de cheltuieli inutile sau susceptibile de a fi micșorate fără consecințe nefavorabile în exploatare, Ministerul Comerțului Interior prin Sectorul de studii și proiectări a întocmit un amplu studiu tehnico-statistic. Au fost examinați peste 100 de parametri ce caracterizează investițiile comerciale: elementele lor geometrice, precum și structura detaliată a costurilor componente. În acest scop au fost cercetate 15 complexe comerciale amplasate în imobile independente, recent proiectate și executate în Capitală, ce au fost rezolvate în diferite soluții: pavilion unic sau cu mai multe pavilioane, cu sau fără etaj, cu profile de magazine și unități foarte variate, cu și fără unități de alimentație publică etc.

Cercetarea a peste 30 000 de date a condus la unele observații pe care le vom expune mai jos. Cele mai semnificative concluzii au fost exprimate și în grafice de indici (fig. 1 și 2), de suprafețe (fig. 3—14) și de costuri (fig. 15 — 26).

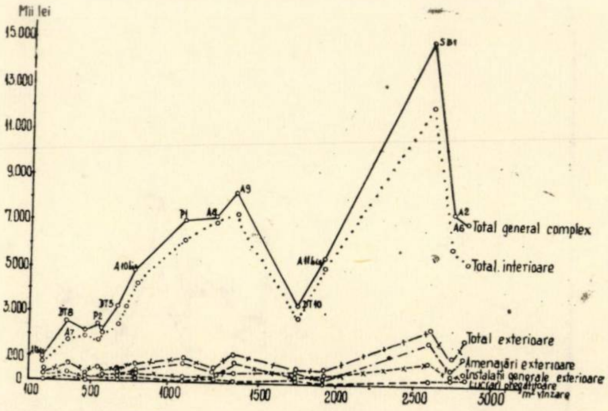
Ca material documentar au fost folosite proiecte de execuție și devizele însoțitoare. Este posibil ca anumite costuri reale să fi figurat în devize la alte categorii de lucrări. Considerăm apriori aceste cazuri drept izolate, neinfluențînd în mare măsură indicii stabiliți pe un număr important de date just raportate.

Enumerăm mai jos, prescurtat, valorile diferitelor categorii de lucrări (folosind pentru simplificarea redactării inițialele „D.G." în locul devizului general).

Costurile lucrărilor interioare au reprezentat 83,7% din valoarea devizului general. Din restul de 16,3% afectat lucrărilor exterioare, o mică parte (1,2%) cuprinde lucrările exterioare cu funcționalitate comercială, cum sînt terasele acoperite și descoperite, iar cea mai mare parte o constituie lucrările care nu îndeplinesc funcții comerciale: pregătirea terenului, instalații și accese, decorațiuni etc.

La stabilirea prețului mediu în concordanță cu actuala metodologie nu s-au luat în considerare suprafețele exterioare comerciale (terasele) deși costurile acestora nu sînt neînsemnate.

Fig. 1. Variația categoriilor de costuri pe ansamblu



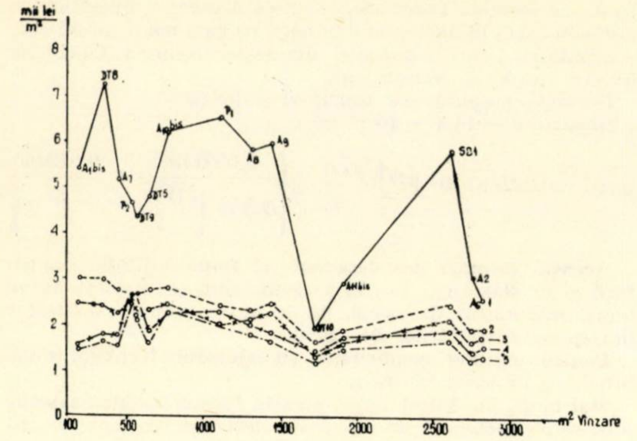


Fig. 2. Variaţia indicilor de cost pe ansamblu

1 – $\frac{CG}{A\ \text{vînzare}}$; 2 – $\frac{CG}{A\ \text{util}}$; 3 – $\frac{CG}{A\ \text{construit}}$; 4 – $\frac{CG}{A\ \text{comercial}}$;

5 – $\frac{CG}{A\ \text{general}}$

Reducerea cheltuielilor exterioare pentru lucrări fără funcţionalitate comercială, lucrări a căror pondere este 15,1 % din devizul general, va aduce economii. Să examinăm pe rînd aceste cheltuieli.

Lucrări pregătitoare nu au fost necesare la cinci complexe. La celelalte complexe valorile au variat de la 0,3 % la 3,7 %, cu o medie de 2 % din valoarea devizului general. Este evident că alegerea judicioasă a amplasamentului este determinanta acestor costuri, ce se compun din :

Exproprieri — la nouă complexe n-au fost necesare exproprieri
— la şase complexe media acestor costuri a fost de 1,3 % D.G.

Demolări — la nouă complexe n-au fost necesare demolări, iar la celelalte şase media a fost de 0,3 % D. G.

Devieri de reţele — au fost necesare doar la trei complexe, cu valoarea medie de 0,2 % D.G.

Sistematizarea verticală nu a fost necesară la şapte complexe. La celelalte opt complexe valorile au variat între 0,3 — 2,7 % cu o medie de 1,1 % D.G.

Instalaţii generale exterioare :

— Branşament apă — media 1 % D.G.
— Branşament canal — media 1 % D. G.
— Branşament gaze — media 0,1 % D.G.

Încălzirea cu punct termic legat la reţeaua de termoficare a cvartalului :

— la complexele mici — 5 % D.G.
— la complexele mijlocii — 3 %D.G.
— la complexele mari — 2 %D.G.

— Posturi trafo — la 11 complexe au existat disponibilităţi în vecinătate, la celelalte media a fost de 1 % DG.

— Branşament electric — media 1 % D. G.
— Racord telefon — media 0,2 % D.G.
— Instalaţia de paratrăsnet — 0,2 % D. G.

Totalul cheltuielilor pentru instalaţiile exterioare variază între 2,6 % şi 14,3 % D. G., cu o medie de 6,5 % D. G.

Amenajări exterioare constînd din :

Dotări :

Alei şi trotuare — media 1 % D. G.
Spaţii verzi — media 1 % D. G.

Porticele şi pergolele au valori uneori exagerat de mari cuprinse între 0,8 % D. G. şi 12,4 % D.G., cu o medie de 6 % D.G. Obiectele decorative au valori cuprinse între 0,3 % D.G. şi 1,8 % D. G.

În condiţiile acestor costuri, dotările exterioare au valori ce variază între 0,8 % D. G. şi 19,6 % D. G.

La complexele prevăzute cu curţi de serviciu şi împrejmuiri valoarea acestora a fost de circa 1 % D. G.

Terase acoperite au fost prevăzute numai la şapte complexe cu o valoare medie de 1 % D. G.

Terase descoperite au folosit numai două complexe, la care media a fost de 0,1 % D. G.

Parcaje auto au fost incluse doar la două complexe, la care valoarea medie este mare, circa 4 % D. G.

Totalul cheltuielilor pentru amenajările exterioare a variat între 4,3 % D. G. şi 20,1 % D. G. cu o medie de circa 10 % D. G.

Aşadar, cheltuielile exterioare se compun din valori cuprinse între 8,1 % D. G. şi 27,8 % D. G. cu o medie de 16,3 %, D. G., cifră foarte mare, ce trebuie neapărat scăzută.

În condiţiile noi, ale existenţei unui preţ plafon coborît al construcţiilor comerciale, problema costurilor lucrărilor exterioare trebuie revizuită, în vederea scăderii acestora.

Costurile pentru lucrări exterioare (inclusiv infrastructura imobilului) sînt determinate în special de următorii doi factori : amplasamentul şi prezentarea arhitecturală a clădirii.

Amplasarea unui complex comercial pe un teren slab, care reclamă procedee de fundare costisitoare sau pe un loc depărtat de magistralele instalaţiilor sau drumurilor sau cu denivelări ce comportă importante mişcări de terasamente etc. este nejudicioasă şi trebuie evitată. Dacă considerente de rezolvare urbanistică impun o anumită aşezare teritorială, costurile generate de amplasamentul ales numai pe aceste criterii nu trebuie să afecteze unitatea comercială, ce-şi poate desfăşura activitatea şi pe alte amplasamente mai economice. Diferenţele de costuri între o aşezare ce rezolvă avantajos şi ieftin investiţia comercială şi una impusă de considerente necomerciale, trebuie să fie evidenţiate separat şi suportate de către organele ce solicită acel amplasament, din cadrul altor fonduri şi în nici un caz în cuprinsul celor 1 700 lei/m², acordaţi strict pentru nevoi comerciale.

Sînt împrejurări obiective în care importanţa plastică a unui edificiu comercial trebuie să conducă şi la prevederea unor elemente decorative, necesare din punct de vedere urbanistic, dar inutile exploatării comerciale, cum ar fi : o galerie

Fig. 3. Tutun ; suprafeţe utile

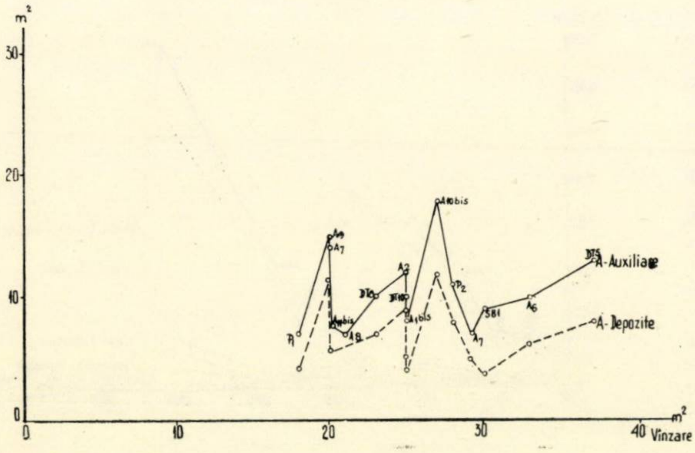
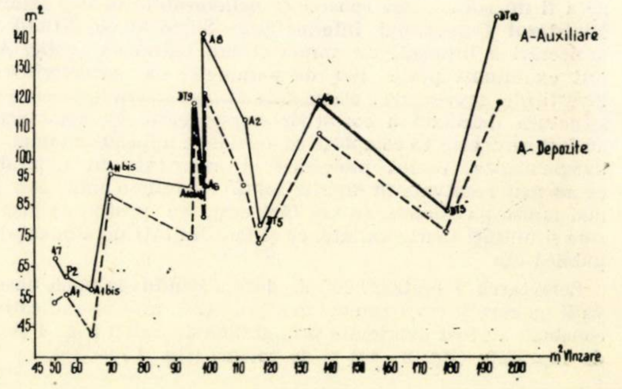


Fig. 4. Legume-fructe ; suprafeţe utile



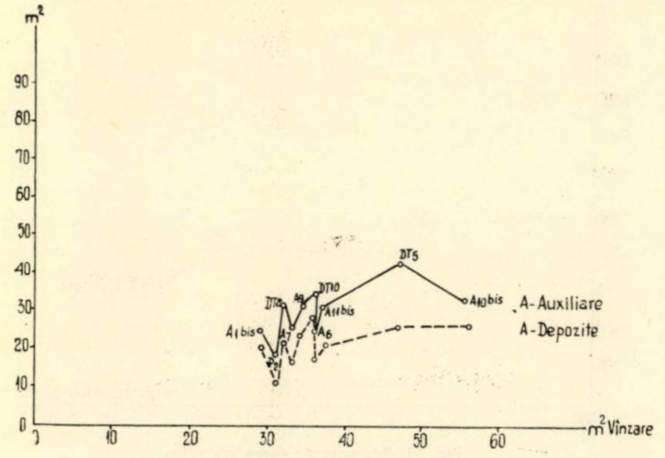


Fig. 5. Răcoritoare ; suprafeţe utile

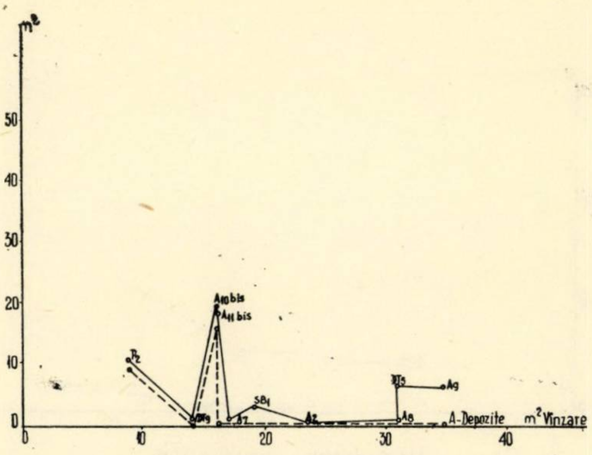


Fig. 7. I.R.V.A. ; suprafeţe utile

de portice şi pergole, bazin de apă, obiecte decorative etc. Nici aceste costuri nu pot intra în componenţa sumelor afectate comerţului, ele fiind cheltuieli necesare plasticii străzii, oraşului, ce trebuie să fie admise şi suportate de către beneficiarii acestora, de către Sfatul Popular.

În condiţiile înfăţişate mai sus, costul mediu ce se poate avea în vedere la lucrările exterioare, numai pentru nevoile comerţului, este de circa 170 lei/m^2 Ad, adică 10% D. G.

Lucrări interioare

Numărul mare de rezolvări particulare date aceloraşi tipuri de unităţi comerciale a condus la disturbarea valorilor înregistrate, generate de partiuri şi dotări diferite. Aceasta se datoreşte mai cu seamă următoarelor cauze :

— Lipsa tipizării proceselor tehnologice fundamentale de desfăşurare a activităţii comerciale a facilitat soluţii de partiu nemodulate, costisitoare, cu suprafeţe de circulaţii şi anexe uneori inutil supraprevăzute, cu dotări inegale, adesea foarte scumpe.

La unităţile : tutun (grafic 3), legume-fructe (grafic 4), alimentare (grafic 6), IRVA (grafic 7), ca să cităm numai exemplele cele mai grăitoare, se constată şi din examinarea graficelor că suprafeţele auxiliare nu urmăresc o creştere corespondentă creşterii suprafeţelor de vînzare ; împrăştierea mare a datelor susţine tocmai observaţia referitoare la rezolvarea dezordonată acceptată adesea în temele beneficiarului sau în partiurile alcătuite.

— Alcătuirea depozitelor (de mînă, la comerţul cu amănuntul), în cazurile analizate, nu este urmarea unui studiu din care să rezulte desfăşurarea circulaţiei mărfurilor de la fabrică la consumator, ci este produsul unor aprecieri mai mult sau mai puţin documentate (vezi graficele 3 — 14). Recentele precizări ale M.C.I. organizează rezolvarea depozitării între anumite limite de suprafeţe, în funcţie de natura unităţii comerciale şi de mărimea ei.

— Spaţiile netehnologice : circulaţii, vestiare, grupuri sanitare, birouri, sînt în general rezultate ale partiului de arhitectură şi nu sînt generate de concluziile unui studiu prealabil. Se impune precizarea unor limite între care să se aleagă dimensiunile spaţiilor auxiliare.

În graficele 3 — 14 se constată că, aşa cum am arătat mai înainte, depozitele sînt cele ce determină perturbaţia diagramelor. Totuşi, chiar în această situaţie, observăm că diferenţa de ordonate între curba „depozit" şi curba „total auxiliare", diferenţă ce exprimă restul de suprafeţe : circulaţie, spaţii sanitare etc. nu este lent descrescătoare, cum ar fi normal, ci prezintă variaţii, deşi mici, totuşi neuniforme, expresie tocmai a lipsei unui barem de alcătuire a acestor suprafeţe.

În cadrul investiţiilor se resimte în mod nefavorabil lipsa unor recomandări privind suprafeţele diferitelor spaţii ce compun unitatea comercială şi costurile aferente, precum şi inexistenţa unor reglementări asupra raporturilor reciproce dintre diferitele categorii de spaţii ce alcătuiesc unitatea

Fig. 6. Alimentara ; suprafeţe utile

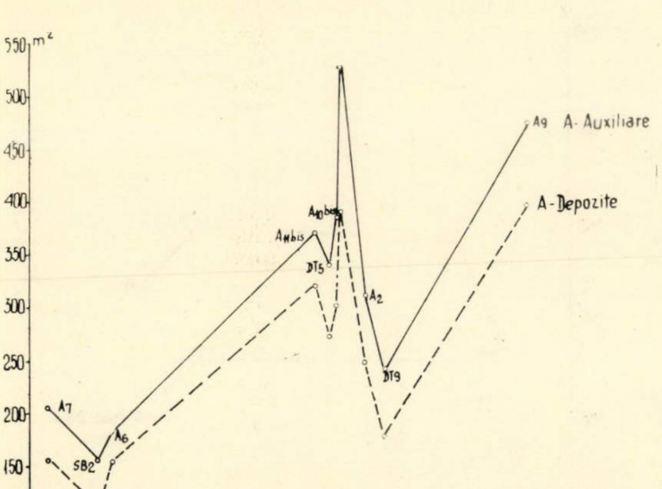
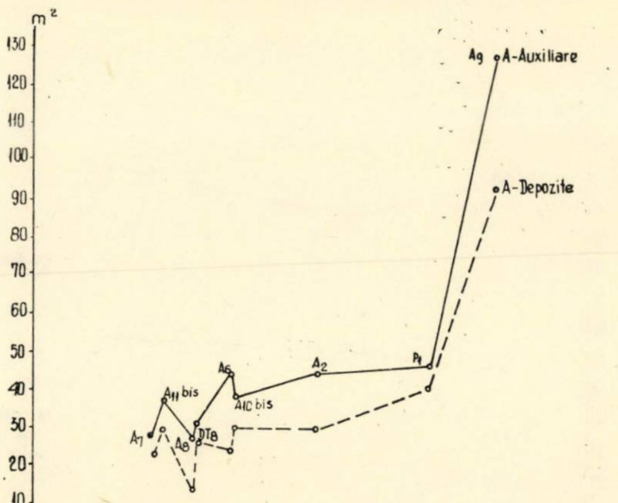


Fig. 8. Mercerie-parfumerie ; suprafeţe utile



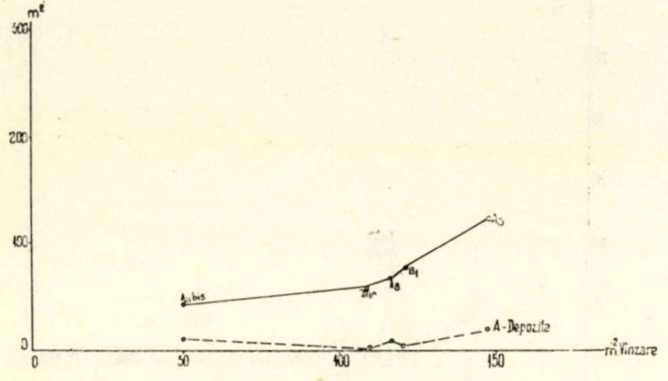


Fig. 9. Frizerie ; suprafețe utile

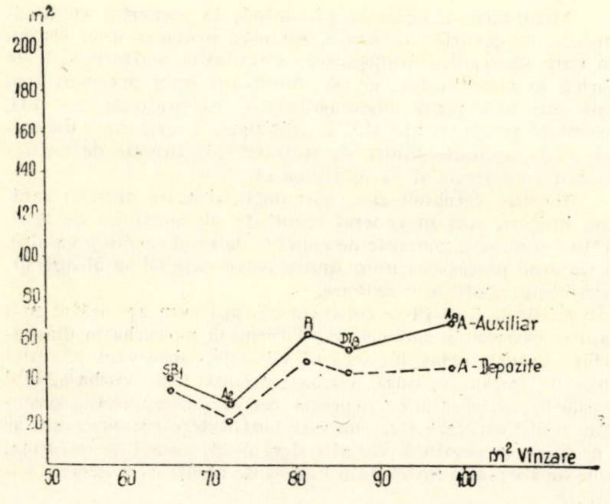
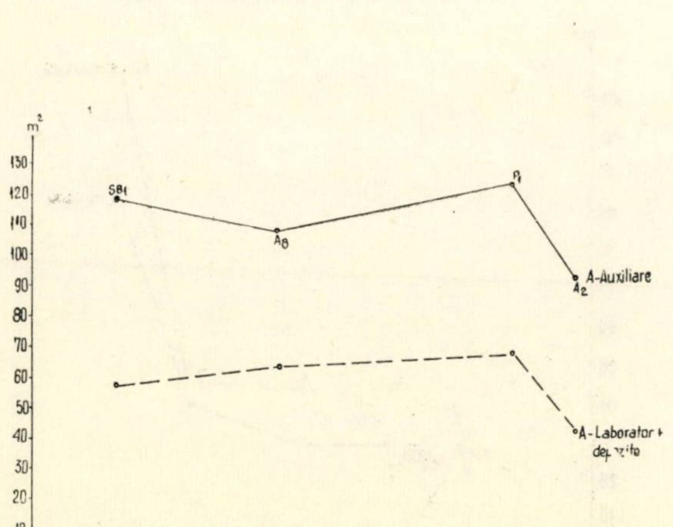


Fig. 10. Librărie ; suprafețe utile

Fig. 11. Cofetărie ; suprafețe utile



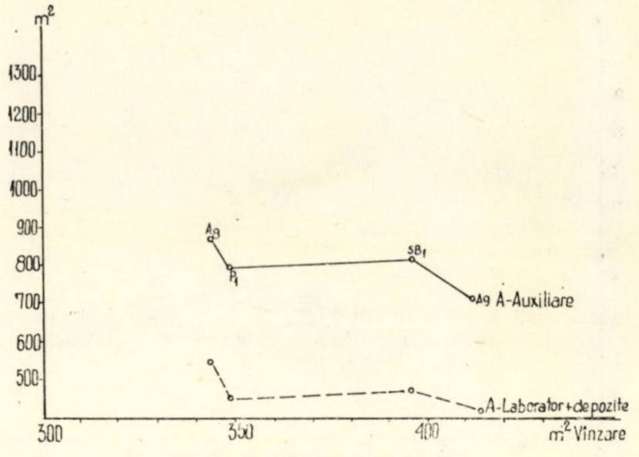


Fig. 12. Restaurant ; suprafețe utile

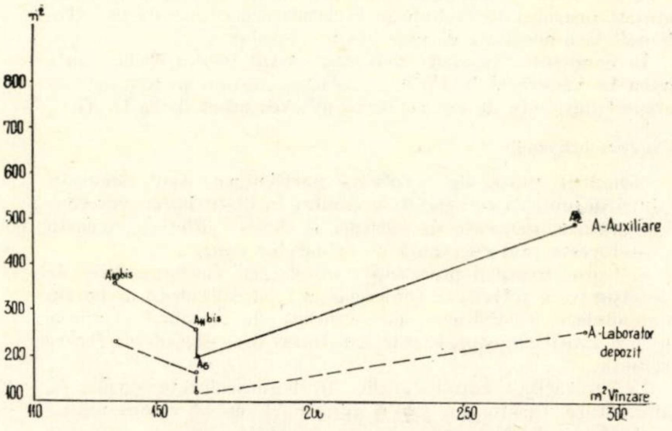
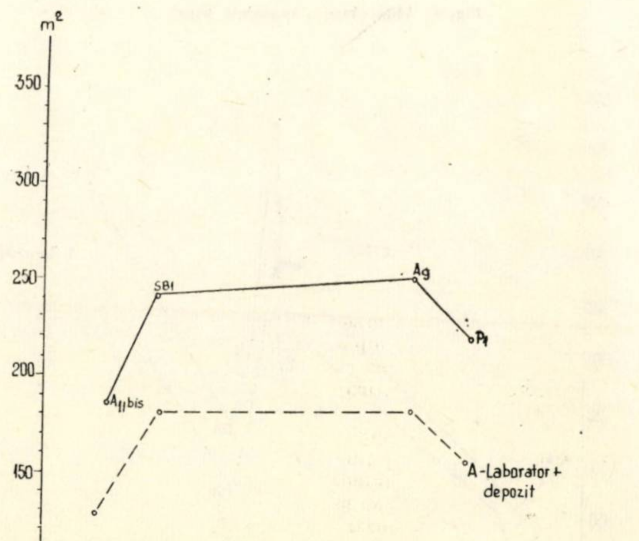


Fig. 13. Bufet-gospodina ; suprafețe utile

Fig. 14. Farmacie ; suprafețe utile



comercială. Pe de altă parte, insuficienta precizare a datelor de oportunitate privind echiparea tehnică şi dotarea unităţilor a condus la unele exagerări în dimensionarea, dotarea şi implicit în costul unităţilor comerciale. Astfel s-au prevăzut ventilaţii în unităţi ce nu le reclamă imperios (magazine alimentare), camere frigorifice cu centrale prea mari, scumpe, imposibil de reprofilat, decoraţii ineficiente exploatării comerciale ce au condus la irosiri de fonduri (lambriuri, tavane încărcate, pardoseli de marmură, lămpi scumpe etc.).

— Structurile de rezistenţă nu sînt întotdeauna alese în urma unor calcule de economie. Studiul mai aprofundat al structurii poate genera economii, cu atît mai mult cu cît actualul normativ oneros pentru calcul la cutremur (vechi de peste 12 ani), care este hotărîtor în proiectarea structurilor, este pe cale de a fi înlocuit.

— Problema de bază a alcătuirii complexului în soluţia de parter mono- sau polipavilionară, a ridicării pe înălţime cu unu sau chiar cu mai multe etaje, nu a fost studiată comparativ, astfel încît soluţia adoptată să rezulte ca fiind cea mai economică; în majoritatea cazurilor aceasta este rezolvarea strictă a temelor de proiectare, uneori insuficient studiate de beneficiar.

În condiţiile unor economii severe necesare, dispunerea unităţilor comerciale în pavilioane separate trebuie suprimată, ducînd în toate cazurile examinate la mărirea costurilor. Alcătuirea complexului pe mai multe niveluri, deşi reduce costurile lucrărilor exterioare şi menajează terenul deficitar al oraşului, trebuie examinată temeinic, întrucît oportunitatea unor astfel de prevederi trebuie comparată în mai multe variante; nu toate rezolvările cu etaje conduc în final la economii, reclamînd amenajări speciale: scări de acces, dispozitive de ridicare, planşee mai puternice etc.

— Gradul de finisare al unităţilor comerciale nu însoţeşte în toate cazurile importanţa unităţii. Tratarea incintelor comerciale, mai cu seamă a celor dinafara alimentaţiei publice, în rezolvări încărcate, decorate abundent, cu un nivel de finisaj ce neglijează scopul utilitar al comerţului, a condus adesea la scumpiri ale investiţiei comerciale.

Printr-o recentă acţiune comună a Ministerului Comerţului Interior şi a Institutului „Proiect Bucureşti", sprijinită de toţi beneficiarii, s-au dat unele indicaţii privind modul de finisare şi oportunitatea unor dotări şi procedee de rezolvare a instalaţiilor interioare.

Ţinînd seamă de cele de mai sus, precum şi de excluderea amplasamentelor ce conduc la fundaţii speciale oneroase, considerăm că actuala medie a lucrărilor de construcţii de 855 lei/m² Ad poate fi redusă cu circa 10 — 15%.

Proiectarea actuală a instalaţiilor interioare este sub imperiul unor acte normative învechite, necorespunzătoare, care conduc la supradimensionări: de număr de obiecte sanitare, de temperaturi de calcul, de debite etc. şi care în exploatarea unităţilor comerciale s-au dovedit a fi adesea inutile (graficele 15 — 26).

Costurile instalaţiilor sanitare variază între 50 lei/m²Ad şi 135 lei/m², cu media de 105 lei/m². Considerăm că prin revizuirea actualelor prevederi SANEPID şi NPCI precum şi a reexaminării oportunităţii unor dotări inutile (exemplu: sifoanele de pardoseală la unele profile comerciale) se poate ajunge la un indice de 70—80 lei/m² Ad.

Cu actualele temperaturi de calcul şi prevederi privind acţiunea rafalelor de vînt etc. preţurile realizate la instalaţiile de încălzire variază între 45 — 130 lei/m² Ad, cu o medie de 85 lei/m². Dacă se vor revizui standardele la strictul necesar al unei normale exploatări, valoarea medie poate coborî la circa 50 — 60 lei/m².

La instalaţiile electrice se foloseşte preponderent iluminatul fluorescent general. Dacă printr-o judicioasă dispunere a corpurilor de iluminat se părăseşte, acolo unde nu este necesar din punct de vedere comercial, iluminatul general, substituindu-se cu un iluminat local, utilitar, neexclusiv fluorescent, eventual şi incandescent sau combinat, prin alegerea justă a poziţiei tablourilor de siguranţe din interior etc., preţul mediu actual de 85 lei/m² (cu limite găsite între 65 — 140 lei/m²), poate fi redus la cca 50 — 60 lei/m².

Valoarea medie a instalaţiilor de ventilaţie este de 85 lei/m². La această categorie de cheltuieli, problema se pune sub o formă mai radicală în actuala etapă, privind însăşi necesitatea prevederii acestor dotări costisitoare, care reclamă centrale de ventilaţie scumpe, greu de reprofilat.

Dacă la marile unităţi ale alimentaţiei publice, ventilaţia mecanică centralizată este necesară, considerăm însă că la celelalte forme de organizare comercială, deocamdată se pot avea în vedere sisteme de ventilaţie locală mai ieftine, ventilaţie naturală etc. În aceste condiţii, ţinînd seama de frecvenţa unităţilor de alimentaţie publică în cadrul reţelei comerciale, media comparativă a costurilor instalaţiilor de ventilaţie raportată la totalul suprafeţelor comerciale poate fi de 10 — 20 lei/m² Ad.

Cu cele de mai sus sintetizate, se poate vorbi de o reducere a lucrărilor interioare de la 1 215 lei/m² realizat, la circa 1 100 — 1 150 lei/m², ce apare posibil de realizat.

Dotarea cu mobilier este esenţială pentru desfăşurarea activităţii comerciale. Mobilarea utilitară, intensivă, cu rafturi pline de mărfuri „care să meargă pînă la tavan", este absolut

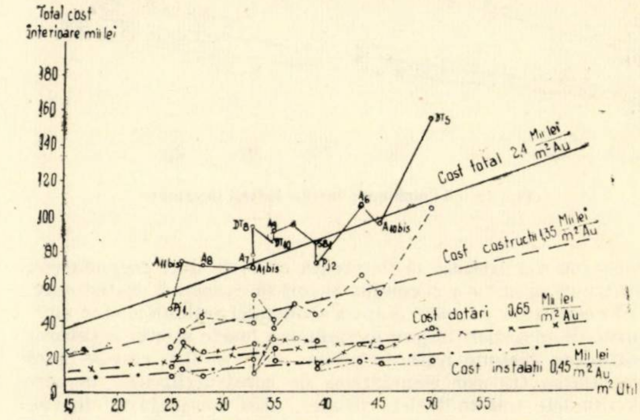


Fig. 15. Tutun; costuri lucrări interioare

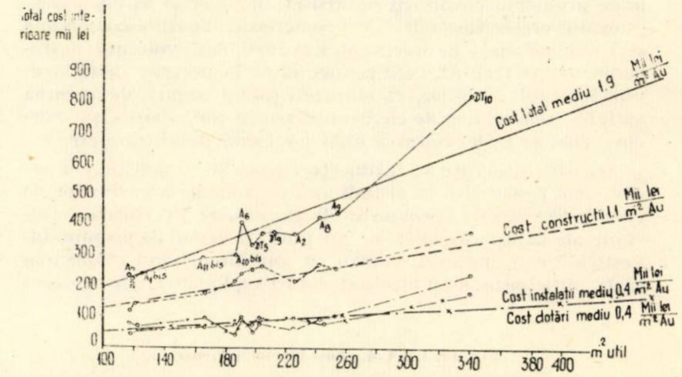
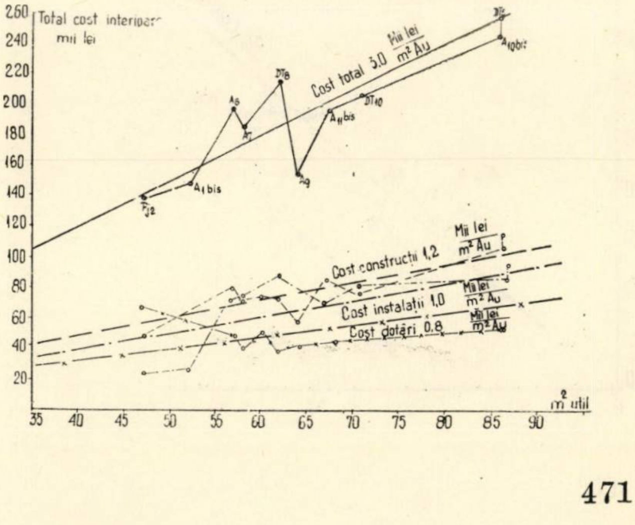


Fig. 16. Legume-fructe; costuri lucrări interioare

Fig. 17. Răcoritoare; costuri lucrări interioare



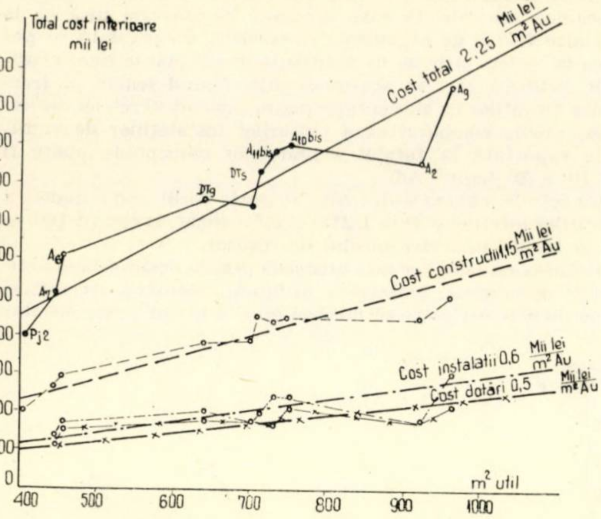


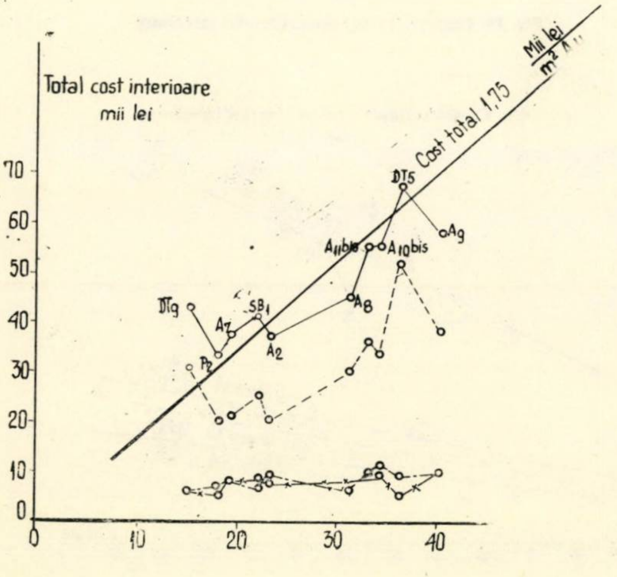
Fig. 18. Alimentara ; costuri lucrări interioare

necesară, dar trebuie să fie făcută cu mult simţ gospodăresc, pentru că aceasta a şi condus uneori la exagerări costisitoare.

În condiţiile actualei etape a economiei naţionale, cînd eforturile de investiţii impun examinarea foarte atentă a tuturor costurilor, trebuie reţinute numai acele soluţii care asigură executarea tuturor elementelor de construcţii, însă la care eventualele îmbunătăţiri viitoare, prin completare, dezvoltare, modernizare, nu conduc la întreruperea activităţii unităţii sau chiar deteriorează o parte din lucrările executate anterior. Modificările ulterioare ale lucrărilor de construcţii şi instalaţii sînt întotdeauna dificile, scumpe şi stînjenesc exploatarea unităţilor comerciale. Limitarea investiţiei iniţiale pune problema etapizării dotării cu mobilier şi utilaj, corespunzător creşterilor activităţii comerciale. Spaţiile comerciale sînt dimensionate la nivelul anului 1980, deşi volumul desfacerilor creşte treptat, ceea ce face să nu fie necesar de la început întregul mobilier, ci etapizat, ţinînd seamă de crearea vadului comercial şi de elementele noi ce pot apărea pe parcurs, cum ar fi dezvoltarea unor noi forme de vînzare etc.

Această rezolvare se întîlneşte adesea şi la spaţiile comerciale nou construite în ultimii ani, cu o medie a costurilor de circa 2 400 lei/m². Aproape an de an, urmare a cerinţelor crescînde ale cumpărătorilor, ce au putut fi destul de prompt investigate conjunctural, pentru ca soluţiile privind etapizarea să le anticipeze, s-au efectuat dotări suplimentare în vederea intensificării folosirii spaţiilor comerciale. Mijlocul cel mai des întrebuinţat au fost creditele pentru mica mecanizare, prin care, urmare a noilor măsuri, s-au putut efectua şi dotări cu mobilier. S-au folosit şi alte procedee, de exemplu sursele de investiţii centralizate, sau prin mobilizarea posibilităţilor proprii, din transferări de dotări disponibile de la unităţile dezafectate sau reprofilate etc.

Fig. 19. I.R.V.A. ; cost lucrări interioare



Evident că soluţia cea mai indicată este etapizarea desfăşurată a investiţiei, realizată prin tronsonare. Aceasta are avantajul că nu solicită ca fondurile de investiţii iniţiale să fie blocate apriori pentru nevoile mai îndepărtate ale reţelei comerciale ; dar această posibilitate nu este realizabilă întotdeauna.

În lumina celor de mai sus rezultă că lucrările de construcţii şi majoritatea instalaţiilor apar necesare a fi făcute de la început, o dată cu dotările primei perioade de funcţionare, urmînd ca ulterior, prin folosirea altor forme de completare progresivă, proporţionale nevoilor apropiate, să se etapizeze echiparea cu mobilierul cel mai indicat etapei respective.

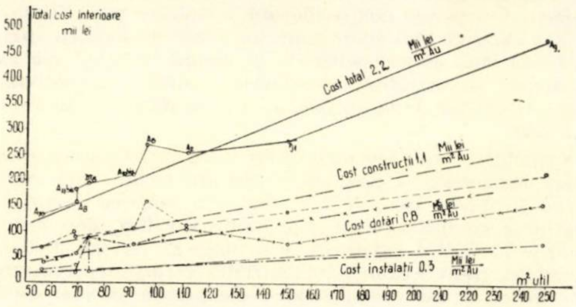


Fig. 20. Mercerie-parfumerie ; cost lucrări interioare

Problema reducerii investiţiei iniţiale în mobilier, care a apărut necesară în urma reducerii generale a preţului mediu al investiţiilor comerciale, este o problemă delicată ce trebuie abordată cu mult discernămînt şi din toate punctele de vedere, examinînd mai întîi bazele unor actuale premise discutabile.

Considerăm că în condiţiile în care orice fel de investiţii se pot realiza etapizat : extinderi de industrii, extinderi şi intensificări ale dotărilor, chiar şi în comerţ, în condiţiile economice actuale, nu este necesar a se prevedea dotarea prealabilă la maxima capacitate fizică a spaţiilor comerciale.

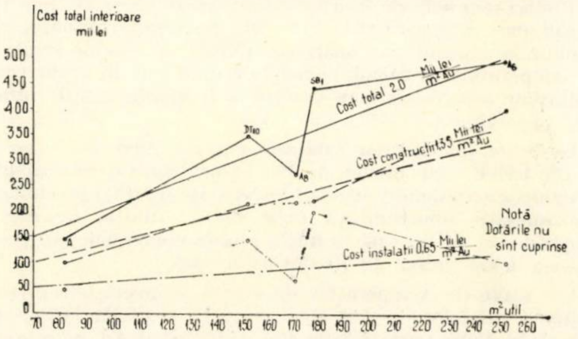


Fig. 21. Frizerie ; cost lucrări interioare

Există nenumărate forme asemănătoare celor mai reuşite realizări din străinătate : reclamă activizată, forme moderne şi foarte expeditive de prezentare şi desfacere, autoservirea, preambalarea, ridicarea calificării şi a disciplinei cadrelor, cointeresarea în vînzări a acestora, automatizarea etc., care sporesc capacitatea de vînzare a unităţii comerciale fără dotări uneori sufocătoare. Dacă pe parcursul desfăşurării vieţii comerciale locale, dotarea iniţială nu mai poate acoperi traficul crescut de mărfuri din magazin, ea poate fi completată. Creditele de mică mecanizare sau alta din formele citate mai sus pot fi folosite în acest scop.

Orice sortiment al industriei se poate fabrica într-o gamă de calităţi ale căror preţuri variază mult. Unităţile comerciale curente, obişnuite, nereprezentative, se pot dota şi cu sortimente de mobilier mai modeste, din materiale mai ieftine, la fel de durabile, ele putînd fi eventual schimbate ulterior, o dată cu creşterea importanţei unităţii şi a volumului desfacerilor şi o dată cu învechirea fizică sau morală a mobilierului.

De asemenea, actualele preţuri de furnizare a obiectivelor de dotare comercială sînt adesea exagerat de mari, fie dintr-o negospodărită conducere a producţiei (şi acest lucru este remediabil), fie datorită unui regim de sporuri şi taxe parazitare (care acoperă uneori tocmai deficienţele conducerii producţiei) ce nu ajută economic statul, pentru că mărirea artificială a preţurilor mobilierului împiedică acţiunea de mobilizare, în loc să o ajute.

Aşadar, proiectarea unor noi tipuri de mobilier, din materiale ieftine, cu finisaje modeste, adoptarea unui mod eficient de conducere a producţiei precum şi reexaminarea taxelor ce încarcă costul mobilierului, constituie căile ce vor face ca mobilierul comercial să nu mai fie scump.

Dacă ponderea actuală a valorii mobilierului este de circa 18% din D. G. (adică în medie 430 lei/m²), prin cele expuse mai sus rezultă că această pondere poate rămîne aceeaşi şi în urma reducerii indicelui de investiţie totală.

În acest mod valoarea mobilierului va varia în jurul indicelui de cost de circa 350 — 360 lei/m² Ad.

În ceea ce priveşte dotarea cu utilaje, problemele se pun în acelaşi fel ca şi la mobilier, cu menţiunea că la unităţile mici, cu volum mic de mărfuri, dotarea cu utilaj poate apărea uneori ineficientă din punct de vedere economic, transportul mărfurilor uşoare şi puţine (depinzînd de specific) putîndu-se face mai ieftin şi prin mijloace nemecanizate, manual, de către lucrătorii unităţii, atunci cînd productivitatea acestora în deservirea cumpărătorilor nu este afectată, folosindu-se astfel întreaga capacitate de timp a personalului.

Asigurarea folosirii intensive a utilajului trebuie să constituie criteriul de bază în aprecierea oportunităţii achiziţionării lui. De aci rezultă necesitatea ca proiectarea, omologarea şi dotarea cu utilaje să se facă la caracteristicile tehnice corespunzătoare volumului de activitate ce se desfăşoară în diferite unităţi comerciale, astfel încît folosirea lor să fie maximă şi eficientă economic.

Pe măsura intensificării activităţii şi adaptării de noi tipuri de utilaje, unităţile comerciale se pot utila în mod diferenţiat şi etapizat, din credite de mică mecanizare sau din alte surse de finanţare.

Pentru aceleaşi criterii ca şi la mobilier, considerăm că ponderea actuală a utilajelor de 6% din D. G. nu este necesar a fi majorată, ceea ce face ca în cadrul noului preţ mediu total, valoarea utilajelor să devină circa 100 lei/m².

În concluzie, din examinarea tuturor graficelor înfăţişate mai sus, rezultă că în general toate categoriile de costuri au creşteri destul de corespunzătoare creşterii suprafeţelor unităţilor. Aceasta arată că proiectarea a fost în general bine făcută, iar posibilităţile de reducere a costurilor rezultă în special din factori republicani ce urmează a fi îmbunătăţiţi sau completaţi prin revizuirea legislaţiei actuale de alcătuire a unităţilor comerciale, prin schimbarea normativelor necorespunzătoare şi prin elaborarea unor normative noi, în care tipizarea şi modularea să fie larg incluse.

Ponderea preţului mediu realizată la lucrările de construcţii-montaje a fost de 2/3 din D.G. şi a dotărilor (mobilier + utilaje) de 1/4 din D. G. Menţinerea acestor raporturi este necesară, însă cu conţinut îmbunătăţit, mai ales la lucrările de construcţii-montaj.

În lumina celor de mai sus rezultă că există condiţii ca prin proiectare, încă din faza de alcătuire a temei, să se conceapă rezolvări generatoare de economii substanţiale.

Din analiza făcută în fiecare caz în parte, devine limpede că preţul mediu stabilit la circa 1 700 lei/m² poate fi realizat (de fapt acest preţ a fost chiar micşorat la unele complexe comerciale).

În sprijinul acestei constatări mai vin şi două elemente noi:

În noile norme M. C. I. pentru organizarea şi alcătuirea reţelei comerciale se prevede o creştere a ponderii depozitelor, fapt ce ieftineşte preţul mediu al construcţiei, întrucît depozitele unităţilor comerciale se realizează la un preţ inferior suprafeţelor de vînzare.

În noua legislaţie privind etapele de alcătuire a proiectului, s-a desfiinţat faza proiect de ansamblu. Costul proiectării acestei faze suprimate nu a fost redus din indicele de investiţii de 1 700 lei/m² şi stă la îndemîna proiectantului pentru a aduce îmbunătăţiri proiectului.

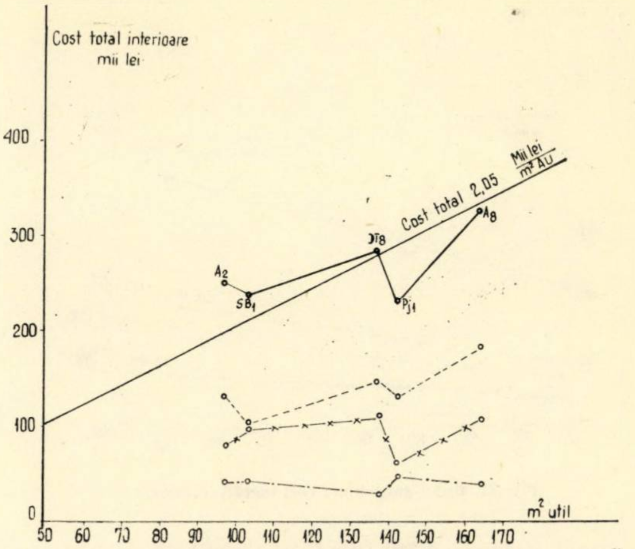


Fig. 22. Librărie; cost lucrări interioare

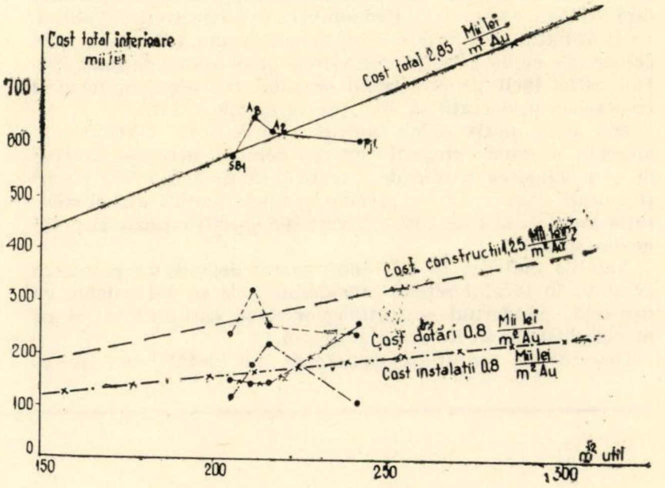
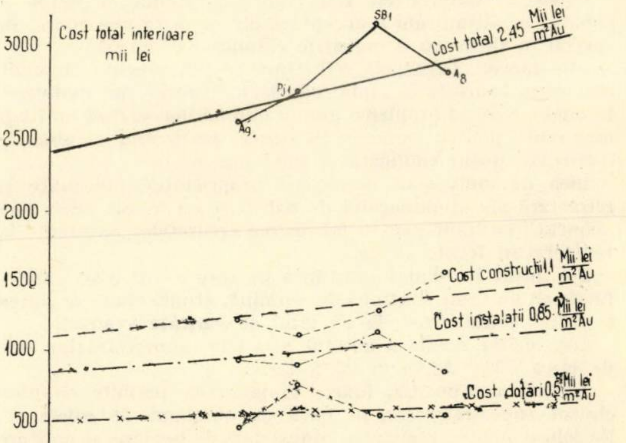


Fig. 23. Cofetărie; cost lucrări interioare

Fig. 24. Restaurant; cost lucrări interioare



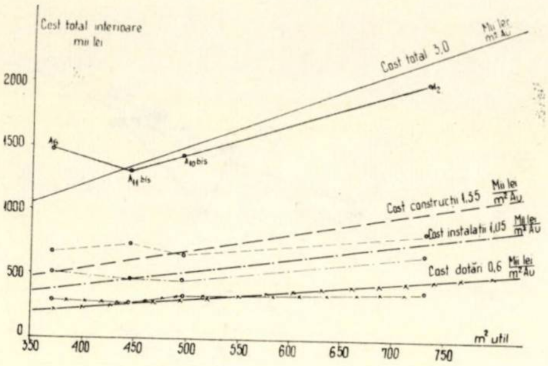


Fig. 25. Bufet-gospodina; cost lucrări interioare

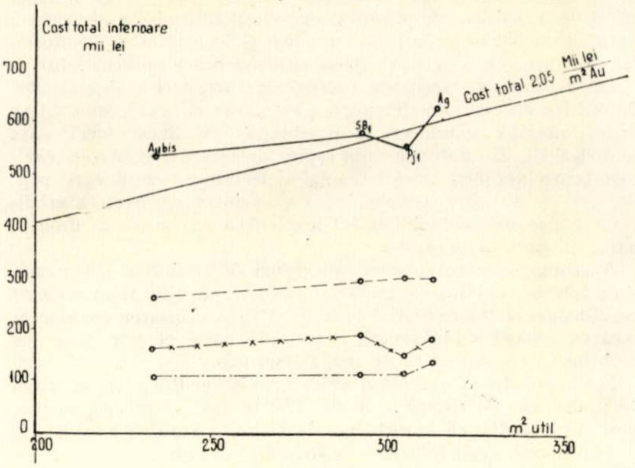


Fig. 26. Farmacie; cost lucrări interioare

Prețul mediu de 1 700 lei/m² Ad nu trebuie privit drept o valoare fermă. În ipoteza în care există condiții ușurătoare de amplasament sau se alcătuiesc profile comerciale ieftine, acest preț nu trebuie neapărat atins prin prevederi deplasate, fără utilitate comercială. Economia ce se poate eventual obține va fi dirijată, prin intermediul beneficiarului, către complexe comerciale ce au condiții mai vitrege și au nevoie de acest ajutor, astfel încît pe ansamblul orașului sau regiunii, rețeaua comercială proiectată să aibă prețul mediu stabilit.

Din acest motiv apare indicat a se discerne unitățile comerciale în două categorii: unități curente, nereprezentative la care valoarea medie de investiție să fie sub 1 700 lei/m² și unități reprezentative precum și unele unități din alimentația publică, la care costul investiției specifice poate fi peste media stabilită.

Valorile indicilor în cele două cazuri depind de ponderea acestora în totalul rețelei considerate; ele se pot calcula cu ușurință, ponderînd costurile celor două categorii astfel ca media obținută să fie cea planificată.

Discernerea unităților comerciale în unități curente și reprezentative ajută la stabilirea unor distincții clare, în cadrul unor aproximativ aceleași scheme funcționale. Menținînd caracterul utilitar al obiectivului de investiție, această clasificare va permite proiectantului păstrarea interesului pentru calitățile estetice dar gradate ale investiției, pentru ca fiecare unitate să aibă o notă personală, cu ilustrarea cît mai pregnantă a elementului regional și a specificului comercial.

Așadar, prin studierea necesar aprofundată a tehnologiei comerciale care generează tema și printr-o proiectare la nivelul tehnicii mondiale, nivel atins și depășit într-atîtea alte sectoare de către proiectanții noștri, există condiții pentru realizarea unităților comerciale la indicele mediu de 1 700 lei/m² Ad.

De fapt profesioniștii construcțiilor utilitare știu că imobilele comerciale se pot alcătui la orice preț, în limite extrem de largi: de la micile prăvălii nedotate de pe marile șantiere de construcții și pînă la magazinele cele mai luxoase, reprezentative, prețul (indicele de investiții) fiind determinat de nivelul înzestrării.

Cimentul super-refractar, liant pentru betoane super-refractare

Dr. H. Teodoru

Folosirea materialelor refractare sub formă de beton a căpătat în ultimii ani o acceptare din ce în ce mai mare, în special în țările cu o industrie chimică dezvoltată.

Într-adevăr, betoanele refractare se pot executa cu mult mai mare ușurință și rapiditate decît lucrările din materiale fasonate, evitînd problema grea a îmbinărilor, cerînd un timp mai scurt pentru punerea în operă, pretinzînd o mînă de lucru mai puțin calificată și fiind mai ieftine.

Încă de mult s-au descoperit proprietățile hidraulice și refractare ale aluminatului de calciu și s-a folosit acest nou „ciment" ca liant pentru fabricarea creuzetelor rezistente la temperaturi foarte înalte.

S-a intuit imediat importanța pe care o vor avea refractarele cu un înalt conținut de alumină, atunci cînd vor putea fi obținute industrial, la un grad de puritate avansat.

Compoziția medie a acestui nou liant superrefractar este de circa 73% Al_2O_3 și 25% CaO.

Această compoziție, foarte aluminoasă, permite ca noul ciment super-refractar, pe bază de aluminat de calciu, să fie folosit pentru realizarea industrială de betoane și mortare de refractaritate și rezistență mecanică ridicată.

În laboratorul fabricii de ciment din Comarnic s-a produs, în februarie 1964, un ciment de tipul liantului refractar de mai sus și anume un ciment alb de aluminat de calciu.

Acest ciment, din cauza purității sale și în special prin faptul că este practic lipsit de fier și silice, prezintă o refractaritate mult mai avansată decît cimentul aluminos și în același timp o rezistență mai bună la atacul substanțelor corosive.

Materiile prime folosite au fost:

— alumina calcinată din import cu un conținut de 99,60% Al_2O_3 și

— calcarul sortat de „Furnica"-Sinaia, cu un conținut de 55,27% CaO.

Oxidul de aluminiu prezentîndu-se la o finețe foarte avansată nu a fost necesar să fie măcinat.

Calcarul a fost măcinat la finețea de 3% reziduu pe sita 009 de 4 900 ochiuri/cm².

Proporțiile în care au fost amestecați și omogenizați perfect acești doi compuși au fost:

73,50 kg alumină calcinată și
45,24 kg făină de calcar.

Amestecul omogen a fost transformat într-o pastă cu un procent de umiditate de 16%. Din această pastă au fost confecționate prisme de circa 10—12 cm lungime, 2 cm lățime și 1 cm grosime. Pentru a ușura fasonarea și a mări coeziunea pastei, s-a folosit și o foarte mică proporție de dextrină.

Prismele au fost uscate cu ajutorul lămpilor cu raze infraroșii.

Pentru ardere s-a construit un mic cuptor special, din cărămidă refractară, cu vatră de ardere, avînd o capacitate redusă de încărcare de amestec brut sub forma prismelor descrise mai sus. Cuptorul a fost prevăzut cu antefocar și cameră pentru circulația gazelor arse, înainte de ieșirea la coș, în vederea realizării unui randament termic bun.

Pentru obținerea unui cîmp uniform de distribuire a temperaturilor în cuptor, în fața antefocarului s-a construit un parapet din masă refractară. În spatele parapetului, au fost dispuse prismele uscate. Geometria bună a prismelor a permis obținerea unor edificii cu 30% spațiu liber pentru circulația gazelor fierbinți. Drept rezultat al acestei așezări în cuptor s-a obținut o clincherizare bună și omogenă pe toată înălțimea edificiilor, prismele clincherizate prezentînd la ciocnire un sunet clar, cristalin și fiind de culoare perfect albă.

Încălzirea cuptorului s-a făcut cu gaz metan, cu ajutorul unui injector în care aerul necesar realizării unei flăcări oxidante a fost furnizat de un ventilator cu debitul de 2 000 m^3 aer/oră și presiunea 60 mm col apă.

Încălzirea cuptorului a fost făcută treptat.

Temperatura maximă realizată, controlată atît cu pirometrul optic Piro-Lux cît și cu conuri pirometrice „Seger" a fost de 1 550°C și ea a fost menținută pe un palier de patru ore și 30 minute.

Pentru urmărirea procesului de ardere a fost practicat în ușa de zidărie a cuptorașului un crenel în care s-a fixat un dop de material refractar. Acesta a servit drept vizor prin care s-au făcut citirile temperaturilor cu ajutorul pirometrului optic. În cuptor au fost așezate de asemenea conuri pirometrice care au fost observate.

Clincherul obținut a fost măcinat la finețea de 3,5% reziduu pe sita 009. Cimentul rezultat a avut următoarea compoziție chimică după analiza executată în laboratorul fabricii de ciment Comarnic :

Al_2O_3	72,76%
CaO	25,12%
SiO_2	0,43%
Fe_2O_3	0,65%
MgO	0,48%
TiO_2	urme
P.C.	0,35%
Total :	99,79%

și următoarele caracteristici fizice :

Apa de amestec pentru pasta de consistență normală : 35%

Timpul de priză :

începe după 1 oră 30 minute

termină după 3 ore 30 minute.

Rezistențe mecanice determinate la compresiune conform STAS 227—49, cu nisip normal, în laboratorul de încercări fizico-mecanice al fabricii de ciment Comarnic :

1 zi	492 kg/cm^2
3 zile	520 kg/cm^2
7 zile	582 kg/cm^2.

Rezistențe mecanice, determinate conform STAS 227-49, folosind drept agregat electrocorindon brun, la termenul de șapte zile :

tracțiune	*compresiune*
peste 70 kg/cm^2	circa 1 000 kg/cm^2.

Presa folosită la încercarea de compresiune, fiind de 60 000 kg, ne-a împiedicat să facem o determinare exactă, mergînd numai sub limita de rupere a cuburilor, fiindu-ne teamă să nu o dereglăm.

Am avut însă încredințarea că rezistențele fizico-mecanice sînt deosebit de bune, depășind cu mult rezistențele ce se obțin pe cel mai bun ciment Portland.

Rezistența la temperaturi înalte

Cantitatea redusă de ciment super-refractar pe care am realizat-o și de care am dispus pentru încercările de laborator nu ne-a permis să facem un număr mai mare de determinări din punct de vedere al refractarității.

Aceste determinări au fost executate pe brichete și cuburi, în fabrica de ciment Comarnic, la fabrica „Vulturul" Comarnic, cît și la Întreprinderea de produse refractare Dej.

Corpurile de probă, brichete și cuburi, au fost introduse în cuptoarele rotative de la fabrica de ciment Comarnic și arse o dată cu clincherul de ciment Portland ce se producea în acel timp, adică la o temperatură de circa 1 400°C.

Absolut toate corpurile de probă au ieșit de la răcitor în cea mai perfectă stare și cu o bună rezistență mecanică.

O altă serie de corpuri de probă au fost încercate în cuptorul fabricii de produse refractare „Vulturul" Comarnic, prezentîndu-se după ardere în aceeași bună stare ca și corpurile încercate la fabrica de ciment Comarnic.

În fine, o a treia serie de corpuri de probă (brichete și cuburi) au fost introduse în cuptorul tunel de la fabrica de produse refractare Dej, la o temperatură de 1 670°C, o dată cu cărămizile magnezit-crom ce trebuiau să fie arse, urmînd același palier de ardere. Și aceste corpuri de probă s-au comportat foarte bine, după ardere neprezentînd nici o fisură sau oricare altă deteriorare.

Aceste experimentări au dovedit că atît rețeta cît și tehnologia de fabricație folosită au fost bune.

Încercarea de laborator și rezultatele obținute (analize și arderi) au fost aduse la cunoștința conducerii Ministerului Industriei Construcțiilor, care a dispus ca experimentările începute la Comarnic să continue și s-a înscris în planul de stat producerea experimentală a unui lot semiindustrial.

Avînd în vedere că liantul pentru betoane super-refractare încă nu este cunoscut la noi decît de un număr foarte restrîns de specialiști și deci la ora actuală nu este folosit pe scară industrială, producția experimentală semiindustrială a fost realizată în 1966 într-un cuptor pilot cu o capacitate de încărcare de 100 kg, construit de fabrica de ciment Comarnic, cu caracteristici asemănătoare cu cel descris mai sus și folosind o tehnologie de pregătire a amestecului brut și arderii identică cu cea de care s-a făcut uz în încercarea de laborator. Cantitatea de ciment super-refractar produsă a fost de circa 300 kg și folosită pentru o serie de determinări și încercări care, de această dată, au fost trimise spre executare la institutele științifice de cercetare I.C.M.P.C. din calea Griviței și șos. Giurgiului cît și la I.C.E.M. pentru determinări de refractarități.

Producția experimentală semiindustrială realizată în 1966

Materii prime

Materiile prime folosite au fost aceeași alumină calcinată din import, cu un conținut de 99,6% Al_2O_3 (analiză executată la fabrica de ciment Comarnic) și calcarul de Sândulești-Turda cu compoziția chimică de mai jos :

	I	II	III
P.C.	42,83	42,85	42,80
SiO	0,91	0,92	0,31
Al_2O_3	1,27	1,53	1,78
Fe_2O_3	0,10	0,10	0,10
CaO	54,67	54,52	53,96
MgO	0,20	0,20	1,00
Nedozat	0,02	—	0,05
TOTAL :	100,00	100,12	100,00

Au fost respectate aceleași proporții de alumină și calcar ca și la experimentarea de laborator, adică :

— 73,50 kg alumină calcinată și

— 45,24 kg făină de calcar.

Calcarul a fost măcinat la aceeași finețe de 3% reziduu pe sita 009 de 4 900 och/cm^2.

Amestecul a fost bine omogenizat și transformat în pastă cu 16% umiditate din care au fost confecționate mici prisme cu ajutorul unui aparat special construit în acest scop.

Uscarea prismelor înainte de introducerea în cuptor a fost realizată tot cu lămpi infraroșii.

Arderea a fost urmărită în acelaşi mod ca în experimentarea de laborator, palierul de 1 550°C fiind menţinut timp de 4,30–5 ore.

Clincherizarea s-a realizat în condiţii foarte bune, prismele de clincher prezentînd un sunet cristalin atunci cînd erau ciocnite una de cealaltă.

Cele 300 kg au fost realizate în trei etape.

Clincherul a fost măcinat la o fineţe de 3,5 % reziduu pe sita de 009–4 900 och/cm².

Întreaga cantitate de ciment obţinută a fost destinată încercărilor pentru a constata caracteristicile noului liant super-refractar pe bază de aluminat de calciu.

Analiza chimică a cimentului executată la fabrica de ciment Comarnic :

P.C.	0,40 %
SiO_2	1,45 %
Al_2O_3	72,96 %
Fe_2O_3	0,50 %
CaO	23,87 %
TiO_2	–
MgO	0,30 %
SO_3	–
Total	99,48 %

În scopul determinărilor fizico-mecanice a fost executată o serie de corpuri de probă. În acelaşi timp diferite cantităţi de ciment super-refractar au fost trimise la institutele de cercetări de specialitate pentru determinări chimice şi fizico-mecanice.

Analize şi încercări executate la Fabrica de ciment Comarnic :

Încercarea nr. 1

Apa de amestec pentru pasta de consistenţă normală : 27,5 %.

Timpul de priză :

începe după 5 ore 45 minute
termină după 7 ore şi 15 minute.

Rezistenţe mecanice determinate la compresiune conform STAS 227-49 cu nisip normal

1 zi	449 kg/cm²
3 zile	509 kg/cm²
7 zile	596 kg/cm²
28 zile	695 kg/cm².

Încercarea nr. 2

Apa de amestec pentru pasta de consistenţă normală : 32,0 %.

Timpul de priză :
începe după 2 ore 45 minute
termină după 5 ore 30 minute.

Rezistenţe mecanice determinate la compresiune conform STAS 227-49 cu nisip normal

1 zi	376 kg/cm²
3 zile	573 kg/cm²
7 zile	632 kg/cm²
28 zile	635 kg/cm².

Încercarea nr. 3

Apa de amestec pentru pasta de consistenţă normală : 28,5 %.

Timpul de priză :

începe după 3 ore 30 minute
termină după 4 ore 30 minute.

Rezistenţe mecanice determinate la compresiune conform STAS 227-49, cu nisip normal

1 zi	513 kg/cm²
3 zile	635 kg/cm²
7 zile	644 kg/cm²
28 zile	709 kg/cm².

Încercarea nr. 4

Apa de amestec pentru pasta de consistenţă normală : 28,5 %.

Timpul de priză :

începe după 3 ore 30 minute
termină după 4 ore 30 minute.

Rezistenţe mecanice determinate la compresiune conform STAS 227-49 folosind ca agregat electrocorindon :

1 zi	633 kg/cm²
3 zile	813 kg/cm²
7 zile	841 kg/cm²
28 zile	949 kg/cm².

Analiza chimică a cimentului a fost executată şi la I.C.M.P.C.

Rezultatele conform buletinului de analiză eliberat sînt următoarele :

P.C.	0,40 %
SiO_2	0,36 %
Al_2O_3	73,65 %
Fe_2O_3	0,28 %
TiO_2	–
CaO	25,30 %
MgO	0,35 %
SO_3	–
Total	100,34 %

Insolubil în acid clorhidric = 4,03 %.

La I.C.M.P.C. nu s-au putut determina şi constituenţii mineralogici, calitativ şi cantitativ, neexistînd experienţa necesară pentru o asemenea determinare.

Încercările fizico-mecanice au fost executate la I.C.M.P.C. (laboratorul central) din şos. Giurgiului şi au condus la rezultatele indicate în Buletinul nr. 5510, anexat.

Trebuie luate în consideraţie încercările făcute cu agregatul corindon care va fi folosit în mod practic la executarea mortarelor sau betoanelor refractare. Se constată, în acest caz, creşterea bună a rezistenţelor la compresiune, singura care interesează în cazul nostru.

Buletinul nr. 138 eliberat de I.C.E.M., anexat, indică caracteristici din punct de vedere refractar pe cuburi confecţionate de Fabrica de ciment Comarnic şi trimise pentru determinări.

Copie

I.P.C.M.C.
Sector Cercetări
Secţia Cercetări Chimice
Cal. Griviţei nr. 136
Bucureşti

4. VIII. 1966

Buletin de analiză nr. 35/2094

Proba de : Ciment super-refractar aluminos produs de Fabrica de ciment Comarnic
Trimiţător : M.I.C.-DGIS Serviciul tehnic cu adresa nr. 17170 din 9.VII.1966, înreg. IPCMC s. nr. 3456 din 14.VII.1966.
Cerut : Analiza chimică

Rezultatul analizei

P.C.	0,40 %
SiO_2	0,36 %
Al_2O_3	73,65 %
Fe_2O_3	0,28 %
TiO_2	–
CaO	25,30 %
MgO	0,35 %
SO_3	–
Total	100,34
Insolubil HCl	4,03 %

Şef laborator
L.S. ss. E. Popovici

Chimist,
ss. L. Labuşcă

M.I.C.-I.P.C.M.C.
Laboratorul de încercări şi prospecţiuni pentru
materia primă şi industria construcţiilor
Şos. Giurgiului 507, raion N. Bălcescu
Buc. tel. 23.61.32

Copie

1 oct. 1966

BULETIN Nr 5510

pentru încercarea cimenturilor conf. STAS 227—49

Trimiţătorul	Fabrica de ciment Comarnic
Şantierul	Localitatea Comarnic
Raionul	Cîmpina, regiunea Ploieşti
Adresa nr. 6709	din 30.08.66 înregistrată la nr. 2298//31.08.66.
Cont virament :	040.010 BNR. fil. Sinaia
Felul cimentului	— super-refractar din fabrica Comarnic
Felul de împachetare al probei :	sac hîrtie nesigilat.

Fineţea

REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR

Specificaţia	Proba		Media
	I	II	
Reziduu pe sita de 4 900 och/cm² %	3,3	3,2	3,25

Priza

Temperatura camerei 23°C — Temperatura apei de amestec 20°C
Apa de amestecare necesară pentru 100 gr ciment 27,3 ml.
Priza începe după 6 ore
Priza sfîrşeşte după 9 ore 25 minute
Determinarea pe turte bună
Determinarea cu inelul cu ace Le Chatelier a dat după fierbere o mărire a deschiderii de 6 mm

Rezistenţele mortarelor normale

Data confecţionării epruvetelor 2.09.66

a) *Rezistenţele la întindere în kg/cm²*

Nr. epruvetei	Durata de întărire							
	24 ore		1 + 2 zile		1 + 6 zile		1 + 27 zile	
	Rezultate		Rezultate		Rezultate		Rezultate	
	Parţiale	Luate în calcul	Parţiale	Luate în calcul	Parţiale	Luate în calcul	Parţiale	Luate în calcul
1	35,4	35,4	31,9	32,9	40,3	40,3	35,7	35,7
2	31,5	31,5	29,9	29,9	38,5	38,5	34,3	34,3
3	24,4	—	29,3	—	34,1	—	32,6	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—
Suma	×	66,9	×	61,8	×	78,8	×	70,0
Media	×	35,4	×	30,9	×	39,4	×	35,0

b) *Rezistenţa la compresiune kg/cm²*

Nr. epruvetei	Durata de întărire							
	24 ore		1 + 2 zile		1 + 6 zile		1 + 27 zile	
	Rezulrate		Rezultate		Rezultate		Rezultate	
	Parţiale	Luate în calcul	Parţiale	Luate în calcul	Parţiale	Luate în calcul	Parţiale	Luate în calcul
1	360	360	456	456	620	620	660	660
2	348	348	454	454	600	600	622	622
3	344	—	434	—	576	—	552	—
4	—	—	—	—	—	—	—	—
5	—	—	—	—	—	—	—	—
6	—	—	—	—	—	—	—	—
Suma	×	708	×	910	×	1220	×	1282
Media	×	354	×	455	×	610	×	641

Observaţii şi concluzii

Cimentul analizat nefiind standardizat concluziile vor fi elaborate de beneficiar.

Directorul Laboratorului de Încercări — Şef sect. mortare-betoane

Copie

M.I.C. – I.P.C.M.C.
Laboratorul de încercări și prospecțiuni
pentru
materia primă și industria construcțiilor
Șos. Giurgiului 507, raion N. Bălcescu
Buc. telef. 23.61.32

1 oct. 1966

BULETIN Nr. 5511 din 1 oct. 1966

pentru încercarea Cimenturilor conf. STAS 227-49

Trimițătorul Fabrica de ciment Comarnic
Șantierul Localitatea Comarnic
Raionul Cîmpina-regiunea Ploiești
Adresa nr. 6709 din 30.08.66 înregistrată la nr. 2298/31.08.66
Cont virament: 040. 010 BNR.-fil. Sinaia
Felul cimentului: super-refractar din fabrica Comarnic
Indicativul probei: epruvetele au fost confecționate cu electrocorindon
Felul de împachetare al probei sac hîrtie nesigilat
Rezistențele mortarelor normale
Data confecționării epruvetelor 2.09.66

a) *Rezistențele la întindere în kg/cm²*

Durata de întărire

Nr. epruvetei	Durata de întărire			
	24 ore		1+2 zile	
	Parțiale	Luate în calcul	Parțiale	Luate în calcul
1	24,0	24,0	35,7	35,7
2	23,0	23,0	30,5	30,5
3	33,1	—	—	—
Suma	×	47,0	×	66,2
Media	×	23,5	×	33,1

b) *Rezistența la compresiune kg/cm²*

Durata de întărire

Nr. epruvetei	Durata de întărire							
	24 ore		1 + 6 zile		1+6 zile		1 + 27 zile	
			Rezultate		Rezultate		Rezultate	
	Parțiale	Luate în calcul	Parțiale	Luate în calcul	Parțiale	Luate în calcul	Parțiale	Luate în calcul
1	466	466	608	608	808	808	842	842
2	459	459	606	606	796	796	832	832
3	434	—	540	—	—	—	812	—
Suma	×	925	×	1214	×	1604	×	1674
Media	×	462	×	607	×	802	×	837

Observații și Concluzii

Cimentul analizat nefiind standardizat concluziile vor fi elaborate de beneficiar.

DIRECTORUL LAB. DE ÎNCERCĂRI

ȘEF SECȚIE MORTARE – BETOANE

Copie

M.M.C.M.
Institutul de cercetări metalurgice
I.C.E.M.
Bucureşti
Raion 16 Februarie
Str. Mehadiei 39
telef. 17.00.70 ; 17.00.77 ;
17.00.78 ; 17.00.79

Secţia refractare Dosar buletine 3.10.1966

BULETIN Nr. 138

Denumirea : cuburi de ciment super-refractar
Beneficiar : Fabrica de ciment Comarnic
Determinări : rez. la compres. dens. ap., poroz. refract.
Comanda nr. 6708/30.08.1966.

La cele două categorii de cuburi trimise de fabrică s-au obţinut rezultatele :

Determinarea	U. M.	Material crud		Material ars 1 300 °C		Material ars STAS 1 400°C		
		Electrocorindon	Magnezită	Electrocorindon	Magnezită	Electrocorindon	Magnezită	
Rez. la compres.	kg/cm²	800	> 800	370	150	500	330	126–64
Dens. ap.	g/cm³	2,92	2,71	2,74	2,48	2,70	2,77	125–64
Depozit.	%	8	14	31	34	28	22	
Refractarit.	I.P.	179–182	200	—	—	—	—	124–64

Şef secţie
ss. ing. Szabo A.

Lab. Det. Fizico-Mecanice
ss. ing. Camerman C.

Au fost realizate două serii de corpuri de probă (epruvete), folosind ca agregat electrocorindonul şi materialul magnezitcrom.

Din certificatul anexat se constată că după arderile la care au fost supuse aceste cuburi la temperaturile de 1 300 şi 1 400°C, rezistenţa la compresiune rămîne foarte bună, corespunzînd necesităţilor de lucrări de mortare sau betoane refractare.

În concluzie, fabricaţia semiindustrială în cuptorul pilot a confirmat întru totul lucrărilor de laborator.

Controlul liantului pe bază de aluminat monocalcic pentru betoane super-refractare executat de institutele de cercetări de specialitate arată caracteristicile bune pe care le prezintă acest liant atît din punct de vedere al compoziţiei chimice cît şi din punct de vedere fizico-mecanic sau al refractarităţii.

Rezistenţele obţinute la încercările de tracţiune şi compresiune depăşesc cu mult rezistenţele ce se obţin pe cele mai bune cimenturi cunoscute pînă în prezent. De asemenea cerinţele din punct de vedere refractar sînt cu prisosinţă satisfăcute.

Raționalizarea schemelor tehnologice privind prepararea, transportul și punerea în operă a mortarelor pe șantierele de construcții

Ing. E. Beiu și ing. T. Hossu
Institutul politehnic Cluj

Prepararea, transportul și punerea în operă a mortarelor se încadrează în categoria lucrărilor de volum mediu.

Datorită faptului că mortarul este utilizat în cadrul mai multor procese, la elemente de construcții diverse (zidării, tencuieli, șape etc.), care se realizează în faze diferite — structură, finisaj — apar probleme complexe în legătură cu alegerea și exploatarea mijloacelor de muncă, alcătuirea schemelor tehnologice, organizarea și folosirea judicioasă a forțelor de muncă.

Pe de altă parte, se constată că un volum destul de însemnat de manoperă se cheltuiește în cadrul acestor lucrări.

Articolul de față are ca obiect analiza aspectelor mai deosebite ce apar în cadrul executării lucrărilor (utilizînd mortare), evidențierea rezervelor interne existente și a posibilităților de soluționare, ca urmare a unor cercetări întreprinse la trei întreprinderi de construcții *.

Modul de lucru existent, cuprinzînd pregătirea materialelor componente, prepararea și transportul mortarului pînă la locul de punere în operă, reflectat prin principalii indici tehnico-economici este dat în tabela 1.

Tebela 1

Indicii tehnico-economici existenți pe cele trei întreprinderi

Întreprinderea	Volumul de mortar pe anul în studiu m^3	Prețul de cost lei/m^3	Manopera $\frac{\text{om-ore}}{m^3}$
I_1	28 075	32,70	6,20
I_2	15 800	34,50	5,30
I_3	23 000	40,00	7,02
Media ponderată pe cele trei întreprinderi		35,50	6,30

Comparînd prețul de cost din tabela 1 cu prețul de cost total al unui metru cub de mortar, remarcăm faptul că procentul pe care îl reprezintă costul manoperei, utilajului și energiei consumate este de circa 28 %, depășind prevederile medii date de devize, care se mențin în jur de 23 %.

Consumul specific de manoperă este comparabil cu cel prevăzut în indicatoarele de norme de deviz pentru operații similare la beton, deși în cazul betonului la preparare se manipulează cu 25 % mai mult material, iar la transport un tonaj cu 20 % mai ridicat.

Analizînd structura prețului de cost unitar și a consumului de manoperă s-a constatat că la obiect, în cadrul operațiilor de preluare a mortarului și de transport pe verticală și orizontală, se consumă circa 49 % din prețul de cost și 73 % din manoperă.

Rezervele interne descoperite au fost valorificate în cadrul elaborării unor scheme tehnologice la a căror aplicare se realizează o reducere de 10,50 lei/m³ la prețul de cost (30 %) și de 3,30 om-ore/m³ la manoperă (54 %), ceea ce ar reprezenta peste 500 000 lei economii pe an la cele trei întreprinderi.

Analizînd repartizarea acestor economii pe procese elementare componente (tabela 2) au reieșit următoarele :

Tabela 2

Repartizarea pe procese a economiilor realizabile

Nr. crt.	Economii Procese	La prețul de cost		La manoperă	
		lei/m^3	%	om-ore	%
1.	Pregătirea materialelor componente și prepararea mortarului	2,60	25	0,64	19
2.	Transportul mortarului la obiect	—	—	—	—
3.	Preluarea mortarului la obiect și transportul pe verticală	2,85	27	0,92	27
4.	Distribuirea (transportul) mortarului pe nivelul de lucru	5,05	48	1,83	54
	TOTAL	10,50	100	3,39	100

A) Cea mai mare parte a economiilor se poate realiza în cadrul activităților de la obiecte prin :

1 — Analizarea și reducerea la minimum a numărului de transbordări ale mortarului.

2 — Utilizarea eficientă a inventarului de mică mecanizare și eliminarea transportului prin purtat direct, care se menține încă, din păcate, la un nivel destul de ridicat.

3 — Asigurarea la nivelul frontului de lucru a unor condiții optime prin schele interioare ușoare — din inventar — avînd podini de lățime corespunzătoare pentru a asigura fîșia de circulație necesară de-a lungul lăzilor cu mortar și a pachetelor de cărămizi.

Transbordarea mortarului la obiect poate apărea ca necesară fie la nivelul solului, fie la nivelul etajului. Esențial pentru obținerea de indici tehnico-economici corespunzători este ca numărul transbordărilor să se limiteze la maximum unu, iar în cadrul acestei unice transbordări să se evite pe cît posibil utilizarea manoperei și chiar a mijloacelor mecanice la efectuarea operațiilor de descărcare și încărcare.

În general se pot deosebi două cazuri :

a. La obiect se utilizează pentru transportul pe verticală mijloace capabile să ridice 1,5 — 2 t (macarale turn sau altele similare).

În acest caz, eliminarea transbordării de la nivelul solului se poate realiza prin conteinerizarea mortarului de la stația centrală prin bene pe vehicule platformă. Soluția este mai puțin utilizată deoarece implică o staționare suplimentară a vehiculului de transportat la obiect.

În cazul în care pentru transportul mortarului se utilizează camioane basculante sau autoagitatoare, descărcarea acestora se poate efectua direct, în bene speciale de formă plată.

La nivelul etajului, benele urmează să se descarce într-un buncăr de circa 1 m³ capacitate, din care prin cădere liberă urmează a se autoalimenta mijloacele de mică mecanizare cu care se efectuează distribuirea mortarului.

b. La obiect se utilizează pentru transportul pe verticală mijloace ușoare (capacitate 0,5 — 1,0 t).

În acest caz, o condiție de bază este instalarea la nivelul solului a unui buncăr de 2 m³ capacitate sau a două buncăre alăturate avînd o capacitate de 1 m³ fiecare.

Camioanele basculante sau autoagitatoarele care fac aprovizionarea cu mortar vor descărca direct în buncăre, din care

---

* Cercetările s-au efectuat în baza unor convenții de colaborare tehnico-științifică.

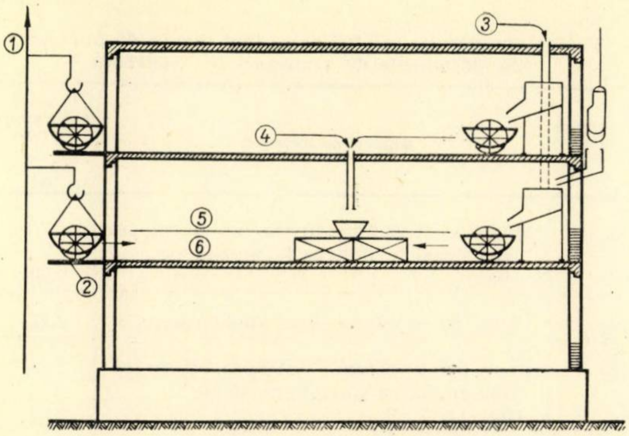


Fig. 1. Raționalizarea circulației inventarului de mică mecanizare în cadrul lucrărilor de tencuieli interioare

1 – mijlocul de transport pe verticală; 2 – schelă în consolă sau placă de balcon; 3 – conductă verticală; 4 – nivel de alimentare; 5 – nivel de lucru; 6 – nivel de lucru și alimentare

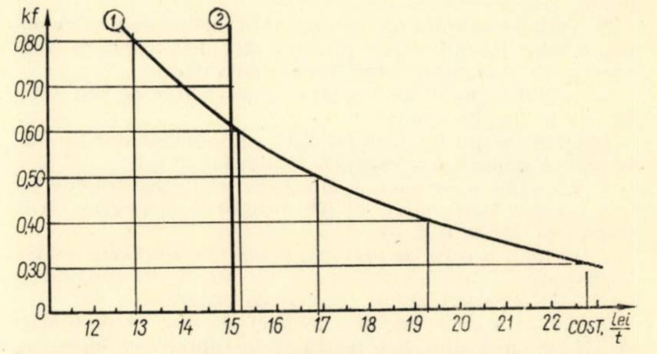


Fig. 2. Diagrame comparative ale prețului de cost unitar între diferitele procedee de stingere a varului

1 – stingerea mecanizată; 2 – stingerea manuală

prin cădere liberă se autoalimentează mijloacele inventar de mică mecanizare, care au acces pînă la locul de punere în operă a mortarului.

În anumite împrejurări buncărele pot fi înlocuite cu un schip mecanic.

În cazul lucrărilor interioare, în special a tencuielilor executate manual, circulația inventarului de mică mecanizare se face greoi din cauza spațiului mic și a înălțimii insuficiente a golului disponibil creat între nivelul buiandrugului și schela interioară.

În aceste împrejurări, în scopul de a facilita circulația inventarului de mică mecanizare și de a degaja totodată frontul de lucru, se recomandă o raționalizare care constă din mutarea circulației la nivelul etajului superior celui la care se efectuează lucrările (fig. 1). Mortarul se distribuie în lăzile zidarilor din fiecare încăpere, prin burlane. Utilizarea transportului pneumatic devine economică numai cînd se întregește cu aplicarea mecanizată a mortarului pe perete prin aceeași instalație.

B) La operațiile de pregătire a materialelor componente și de preparare a mortarului, rezervele interne sînt mai reduse datorită caracterului centralizat al preparării care constituie o inițială raționalizare. Totuși au reieșit următoarele:

1. Stingerea mecanizată a varului, efectuată într-o instalație centralizată, își face simțită eficiența atît sub aspectul prețului de cost unitar, cît și a consumului specific de manoperă, numai în condițiile unei exploatări în care coeficientul de utilizare a timpului Kf * este mai mare de 0,6 (fig. 2).

Această condiție se poate realiza prin stații mobile de stingere a varului.

2. Fluidizarea varului mărește randamentul utilajului de preparare prin reducerea timpului de amestecare (fig. 3).

Fluidizarea se poate realiza fie în bazinul de var prin barbotare, fie în utilaje de fluidizare. Din punct de vedere economic, fluidizarea în bazin prin barbotare se dovedește a fi mai eficientă.

Se recomandă în acest scop construirea bazinului de var, astfel încît fiecare celulă să fie prevăzută într-un capăt cu cameră de fluidizare a varului.

Deși, așa după cum rezultă din figura 3, transportul varului-pastă nefluidizat, cu ajutorul mijloacelor de mică mecanizare, și scoaterea din bazin cu ajutorul macaralelor ușoare (Pionier, electroplan) apar mai economice din punct de vedere al prețului de cost, totuși nu sînt recomandabile deoarece consumul de manoperă în acest caz este sensibil mai mare.

3. Alimentarea cu ciment a silozurilor stației de preparare se realizează cu bune rezultate prin instalații pneumatice.

Trebuie ținut seamă că o construcție de instalație propriuzisă pentru transportul pneumatic, avînd în vedere și investițiile necesare, devine eficientă numai în cazul în care deservirea silozurilor principale de ciment se face direct de la linia de garaj și totodată ea este utilizată și pentru alimentarea silozurilor de zi ale stației.

Se înțelege că în acest caz avem de-a face cu o stație mixtă de preparare a betoanelor și mortarelor.

În restul cazurilor, cea mai eficientă metodă de alimentare este cu autocisterne speciale dotate cu instalații pneumatice proprii (fig. 4), metodă folosită în exclusivitate în alte țări.

4. Prepararea centralizată a mortarului, în condițiile mecanizării intensive, prezintă o serie de avantaje cunoscute, dintre care subliniem consumul de manoperă, prețul de cost loco-instalație mai reduse (fig. 5).

Nu trebuie totuși neglijate nici posibilitățile de preparare a mortarului la obiect, în special în cazul acelora care consumă o cantitate mare de mortar.

În acest caz avantajul economic se realizează prin aprovizionarea nisipului cu mijloace auto direct de la sursă (carieră) la obiect.

Trebuie scos de asemenea în evidență faptul că la executarea tencuielilor se pot obține rezultate bune utilizînd utilaje complexe care efectuează prepararea, transportul pneumatic și aplicarea pe perete a mortarului.

C) În cadrul cercetărilor privind raționalizarea schemelor tehnologice, o analiză mai amănunțită a fost făcută asupra preluării mortarului la obiect și transportului pe verticală.

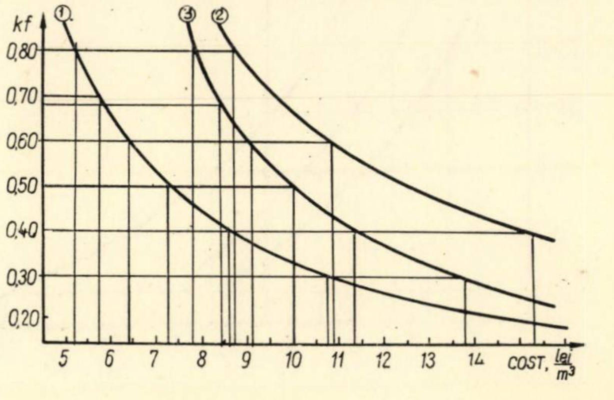
Nu s-a luat în considerare distribuția la nivelul de lucru, despre care s-au făcut precizări în cadrul punctului A.

Analizînd aspectele cele mai importante rezultate din variantele studiate au reieșit următoarele:

1. Pentru transportul pe verticală în raza obiectului există o gamă foarte variată de mijloace.

Fig. 3. Diagrame comparative ale prețului de cost unitar între diferitele procedee de fluidizare a varului

1 – fluidizare prin barbotare în bazin; 2 – fluidizare cu ajutorul utilajelor de fluidizat; 3 – scoaterea din bazin și transportul varului nefluidizat



---

* Kf se exprimă prin raportul între numărul de ore de lucru efectiv și numărul de ore închiriere.

Trebuie să scoatem însă în evidență faptul că în condițiile menținerii unui Kf constant scara de variație a consumului de manoperă este foarte mare.

Raportul dintre consumul maxim de manoperă față de cel minim este 8,7 (tabela 3).

2. Variația prețului de cost unitar în funcție de performanțele tehnice ale mijloacelor utilizate este mai redusă în comparație cu manopera, totuși suficient de mare.

În condițiile unui Kf constant prețul unitar de cost variază de la simplu la dublu.

Diagramele din figură reprezintă prin simbolurile pe care le poartă mijloacele prezentate în tabela 3.

3. Eficiența economică a diferitelor mijloace depinde într-o măsură foarte mare de Kf, variind de asemenea de la simplu la dublu (fig. 6).

4. În lumina celor de mai sus, la stabilirea schemei tehnologice optime, nu este suficient a ne orienta numai după caracteristicile și performanțele tehnice ale utilajului.

Avînd în vedere variația prețului de cost și în funcție de Kf este necesar a ține seamă și de volumul de lucrări ce urmează a fi realizat într-o perioadă determinată de timp.

Din acest punct de vedere se prezintă în figura 7 diagramele de variație a prețului de cost unitar în funcție de volumul de lucrări pe o perioadă de un an.

Analizînd diagramele din figura 7 se constată că prețul de cost unitar este comparabil pentru majoritatea mijloacelor, dar la niveluri diferite de volume de lucrări.

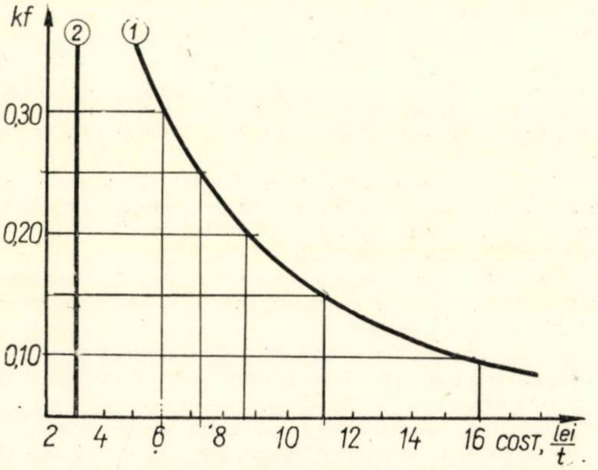


Fig. 4. Diagrame comparative ale prețului de cost unitar între diferitele procedee de alimentare a silozului de ciment din stație

1 – transport pneumatic cu stație proprie de aer comprimat; 2 – transport cu autocisternă specială

Fig. 5. Diagrame comparative ale prețului de cost unitar privind prepararea mortarului

1 – în stație centrală utilizînd var fluidizat; 2 – în stație centrală utilizînd var pastă; 3 – prepararea mecanizată la obiect; 4 – prepararea manuală la obiect

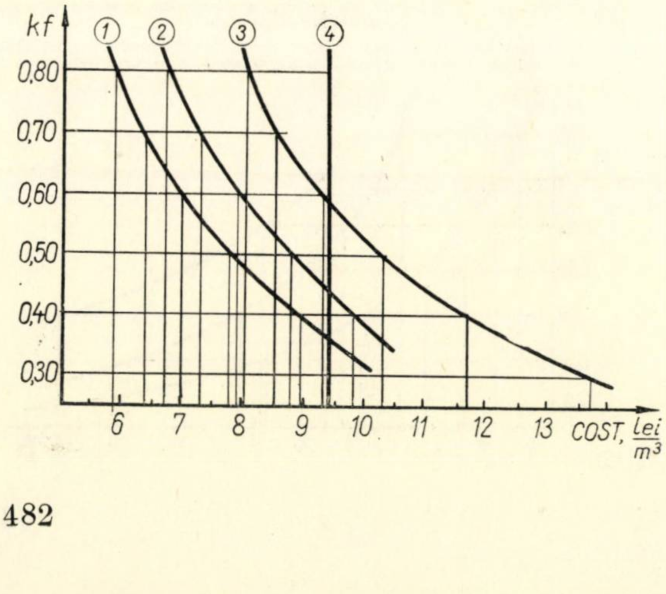


Tabela 3

Tablou comparativ privind consumul mediu de manoperă la mijloacele de transport pe verticală

Simbol fig. 6–7	Mijlocul de transport	Consum mediu pentru $K_f = 0.6$ $\frac{\text{ore-om}}{m^3}$
a_1	Macarale turn $M > 40$ tm cu descărcarea benei în buncăr la nivelul de lucru	0,32
a_2	Idem, cu descărcare prin golul ferestrei	0,41
a_3	Idem, cu descărcare deasupra ultimului planșeu, la conductele verticale (fig. 1)	0,32
b_1	Macarale turn $M < 40$ tm utilizînd în transportul pe verticală pentru lucrările de zidărie, conteinere mobile (tomberoane, roabe)	0,33
b_2	Idem, transportînd pe nivelurile intermediare (lucru în interior)	0,33
b_3	Idem, cu descărcare deasupra ultimului planșeu în conductele verticale (fig. 1)	0,45
c_1	Macarale ușoare B.15 (tomberoane, roabe)	0,89
c_2	Idem, pionier (tomberoane, roabe)	1,14
d	Ascensor cu platformă (tomberoane, roabe)	1,26
e	Macara de fereastră	2,80
f	Pompă de mortar (pneumatic)	1,00

De aceea la alegerea mijloacelor de transport pe verticală, indiferent că urmează să deservească în comun mai multe procese sau numai transportul mortarului, va trebui să analizăm înainte de toate volumul de lucru.

În funcție de acest volum va rezulta un număr limitat de mijloace. Alegerea în continuare se va face ținînd seamă de consumul de manoperă. Trebuie să arătăm că în anumite cazuri, și mai ales în condițiile impuse de creșterea productivității muncii, consumul de manoperă poate deveni un factor hotărîtor.

Un aspect cu caracter general, ce se consideră că trebuie evidențiat, este faptul că la lucrările cu mortare, structura prețului de cost unitar și consumul specific de manoperă repartizate pe procese, în condițiile unor scheme tehnologice considerate bune, sînt cele din tabela 4.

Tabela 4

Structura prețului de cost și a consumului de manoperă repartizate pe procesele componente

Nr. crt.	Procesul	Prețul de cost %	Manopera %
1.	Prepararea, inclusiv pregătirea materialelor componente	33,5	36,5
2.	Transportul la obiect D=1 km	28,5	—
3.	Preluarea la obiect și transportul pe verticală	27,0	27,0
4.	Distribuirea pe nivelul de lucru	11,0	36,5

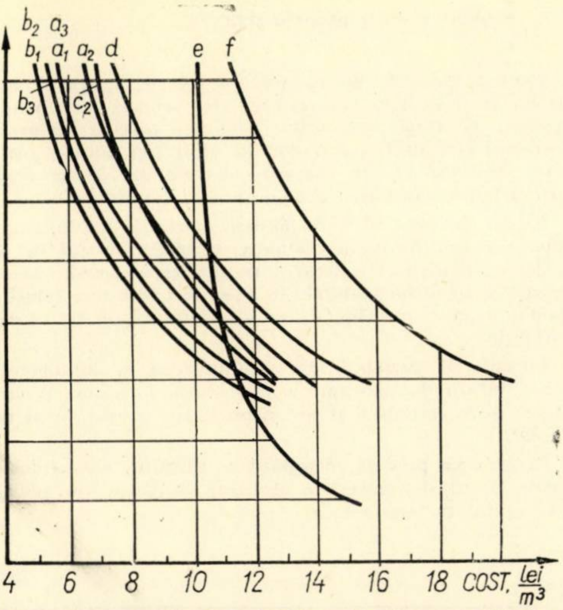


Fig. 6. Diagrame comparative ale preţului de cost unitar pentru diferite mijloace de transport pe verticală în funcţie de K_f

Notă : Semnificaţia notaţiilor rezultă din tabela 3 col. 1.

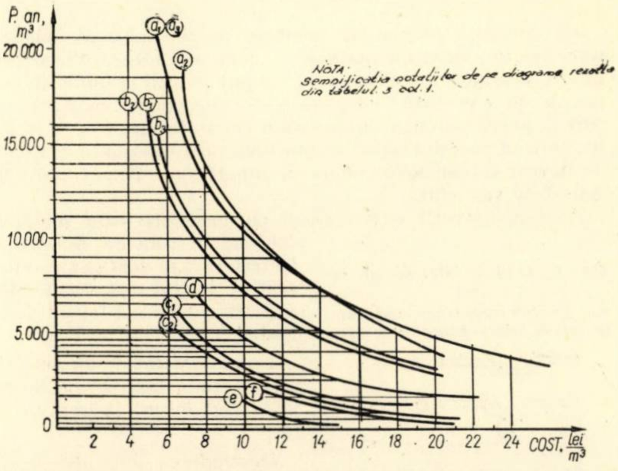


Fig. 7. Diagrame comparative ale preţului de cost unitar pentru diferite mijloace de transport pe verticală în funcţie de volumul de transporturi pe o anumită perioadă de timp (un an)

Notă : Semnificaţia notaţiilor rezultă din tabela 3 col. 1

Se observă că preluarea mortarului la obiect, transportul pe verticală şi distribuirea la nivelul de lucru, adică manipularea mortarului în raza obiectului, consumă un procent de 48% din totalul preţului unitar şi de 63% din totalul consumului specific de manoperă (operaţia de punere în operă nu este luată în considerare).

Rezultă că lucrările cu mortar implică — la obiect — un consum de manoperă deosebit de mare cu prea puţine perspective de reducere substanţială.

În consecinţă, se consideră necesar ca preocupările să se orienteze în mai mare măsură asupra posibilităţilor de reducere a lucrărilor care necesită mortar, asupra înlocuirii şapelor prin plăci uscate, reducerii volumului de tencuieli prin realizarea de betoane aparente sau cel puţin realizarea unor suprafeţe a căror finisare să se poată efectua printr-un strat de tencuială de 4 — 5 mm aplicată mecanizat.

Bibliografie

[1] * * * : *Studii INCERC privind fişe tehnologice pentru prepararea şi transportul mortarului*, 1965.

[2] Constantinescu S : *Procedee şi dispozitive pentru prepararea mecanizată a mortarelor cu lapte de var*. Fişe S. E. Inovaţii in construcţii, nr. 63, mai, 1963

[3] Petrov I. V. : *Instalaţii automate pentru prepararea mortarului*. Construcţii şi mecanizarea in construcţii, nr. 8, 1963.

Sudarea rosturilor la îmbrăcămințile de pardoseli din covoare și dale P.V.C. folosind aparatul tip Zinser

ing. C. D. C. Costescu, ing. T. Altenliu, ing. Lucia Pop
INCERC

INTRODUCERE

Îmbrăcăminţile de pardoseli din P.V.C., pe lîngă rezistenţa la uzură şi aspectul plăcut, prezintă o rezistenţă ridicată la apă şi la o gamă largă de agenţi chimici, în comparaţie cu materialele tradiţionale de pardoseli : lemn, beton, mozaic etc.

Din motive tehnologice, îmbrăcăminţile de pardoseli din P.V.C. se realizează sub formă de fîşii sau de plăci şi rosturile care apar la montaj împiedică valorificarea completă a rezistenţei acestor materiale la apă şi agenţi chimici.

Necesitatea de a obţine o îmbrăcăminte de pardoseală complet etanşă a făcut ca problema închiderii rosturilor prin sudare să se pună în străinătate, o dată cu aplicarea lor largă ([1], [2], [3], [4]).

În afară de laboratoare şi unele hale de producţie din industria chimică, unde obţinerea unor pardoseli etanşe impune sudarea rosturilor, aceasta apare necesară şi în cazul covoarelor montate direct pe un strat fonoizolator poros cum ar fi cel din categoria pîslelor, unde este necesar să se evite îmbibarea acestora cu apă sau alte produse lichide. În acest caz, sudarea rosturilor este necesară şi pentru a îmbunătăţi comportarea pardoselii la solicitări mecanice, deoarece prin apăsare, în apropierea rostului, pot apărea denivelări între fîşii, care să constituie puncte de priză pentru desprinderea îmbrăcăminţii.

Pe lîngă cele două domenii de folosire a sudării menţionate, unde aceasta se realizează o dată cu aplicarea îmbrăcăminţii, apare uneori necesitatea sudării rosturilor după un interval oarecare de timp de la darea în folosinţă a încăperilor respective, deoarece altfel, datorită tensiunilor interne rămase de la fabricaţie în fîşiile de covor şi a contracţiilor transversale provocate de acestea, se ajunge la o deschidere a rosturilor şi, prin aceasta, la scăderea rezistenţei electrice a pardoselii. Ca urmare, în încăperile în care există prize de curent şi surse de apă (chiuvetă, spălător) apare pericolul de electrocutare, pentru evitarea căruia este necesară sudarea rostului.

Studiul prezentat în lucrarea de faţă a avut ca scop, pe lîngă stabilirea parametrilor care permit realizarea unei suduri corespunzătoare, să găsească o metodă pentru a verifica rezistenţa sudurii la forţe perpendiculare pe ea şi deci pentru a stabili capacitatea sudurii de a împiedica contracţia care provoacă deschiderea rosturilor menţionate în paragraful precedent.

Deoarece rezistenţa sudurii este un factor important, chiar la îmbrăcăminţile unde nu apar astfel de contracţii, studiul operaţiei de sudare propriu-zise s-a orientat după rezistenţa la tracţiune a fîşiilor sudate.

Operația de sudare a rosturilor cuprinde trei etape distincte: pregătirea rostului, sudarea propriu-zisă și finisarea sudurii, care se vor prezenta separat.

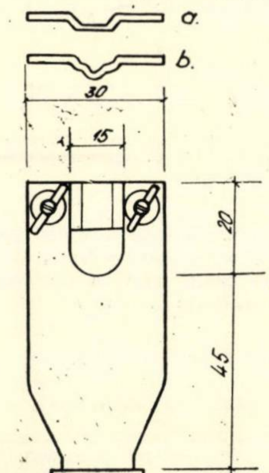
1. Operația de pregătire a rostului pentru sudare

Cu excepția covoarelor montate pe un substrat fonoizolator elastic, ale căror margini se curbează către interior prin grosimea transmisă de șnur în timpul sudării și unde nu este nevoie de o pregătire specială a rostului, toate celelalte rosturi se pregătesc prin tăierea unui canal de tipul în V rotunjit, care să permită pătrunderea jumătății inferioare a șnurului în rost și realizarea sudurii pe o porțiune cît mai mare din suprafața șnurului.

Această operație se realizează cu productivitate maximă, folosind o freză cu motoraș electric, care se deplasează automat în lungul rostului. Pentru experimentare s-a folosit freza Mafell.

Fig. 1. Cuțit de tăiat șanțuri în rost

a – prentru pregătirea rostului; *b* – pentru tăierea excesului de șnur



Freza Mafell taie un șanț de forma unui trapez cu latura mică de 1,6 mm îndreptată în jos.

Deschiderea de la partea superioară a rostului variază în funcție de adîncimea de tăiere, care este reglabilă în funcție de grosimea îmbrăcăminții din P.V.C. Astfel, la un covor de 2 mm se recomandă tăierea unui șanț cu adîncimea de 1,7 mm, care are o lățime la suprafață de 3,28 mm. În modul acesta lățimea variază în funcție de grosimea covorului și o dată cu ea și diametrul de șnur, asigurîndu-se o porțiune de sudură proporțională cu grosimea covorului.

În afară de aceasta, datorită rolelor de ghidaj aflate atît în fața, cît și în spatele frezei propriu-zise la distanța de 12,5 cm, se obține ușor un șanț rectiliniu manual. Din cauza distanței dintre freză și rola de ghidaj din față de circa 8 cm, la extremitățile dinspre pereți rămîn capetele rostului care nu se pot tăia cu freza mecanică și trebuie completate cu cuțitul manual, care este deci necesar chiar în cazul cînd se dispune de o freză.

Pentru tăierea manuală s-a folosit cuțitul reprezentat în figura 1 cu lama *a*.

Cuțitul manual este prevăzut cu lama de tăiere semicirculară de Ø 4 mm, astfel că șanțul tăiat are în toate cazurile o adîncime de circa 2 mm și o deschidere la partea superioară de circa 3 mm. Acest șanț permite realizarea unei suduri bune cînd se folosește șnur de 3,5 – 4 mm Ø.

La cuțitul din figura 1, care s-a importat o dată cu trusa de sudare, muchia tăietoare reprezintă partea cea mai avansată a cuțitului și apare pericolul ca prin înclinare excesivă să se taie un șanț cu marginile neregulate. Pentru evitarea acestui pericol s-a realizat un prototip de cuțit în care brațele care susțin lama sînt prelungite circa 10 mm în fața lamei.

În lipsa unei freze, cuțitul manual se poate folosi și pentru tăierea integrală a șanțului de sudură, însă în acest caz, pentru obținerea unui șanț rectiliniu, este necesar ca latura cuțitului să se ghideze pe un dreptar metalic.

2. Studiul sudării propriu-zise

Pentru lucrările de sudare s-a folosit aparatul automat procurat de la firma Zinser care este reprezentat în figura 2. Acesta, pe lîngă accesoriile necesare pentru sudarea propriu-zisă (suflantă, suflai, rolă de ghidaj și bobină portșnur), este prevăzut cu un motoraș electric cu viteză reglabilă, care asigură avansarea automată de-a lungul rostului.

La fel ca în cazul frezei Mafell, rolele de ghidaj împiedică folosirea aparatului la distanța de circa 25 cm de perete, astfel că pentru completarea sudurii este necesar să se folosească și un suflai manual. În acest caz se poate folosi o rolă de ghidaj cu mîner (fig. 3) sau o rolă fixată pe țeava de aer a suflaiului.

Parametrii variabili sînt: compoziția și diametrul șnurului, viteza de înaintare a aparatului automat și distanța dintre duza suflaiului și covor, respectiv șnurul de pe rola de ghidaj.

În ceea ce privește compoziția șnurului, s-au folosit cele patru tipuri de materiale al căror conținut de plastifiant este arătat în tabela 1.

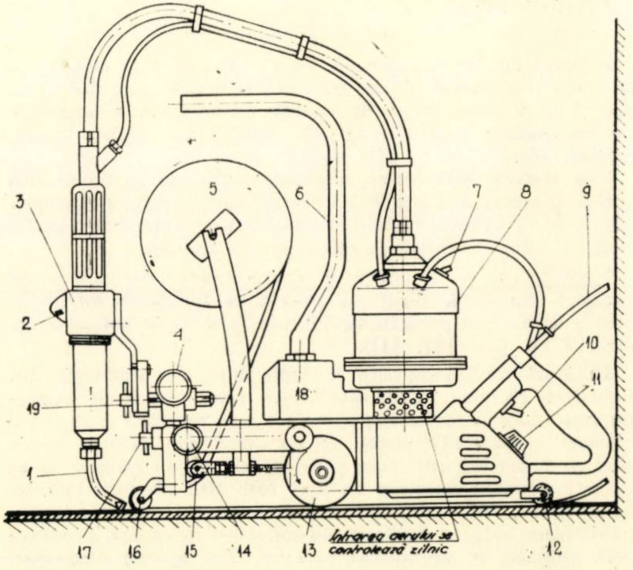
Tabela 1

Tipul	Plastifiant (%)	Diametru (mm)
A. Covor PVC UPMP – Iași	21	3
B. Șnur pentru scaune	26	5
C. Granule izolație primară	28	3–3,2
D. Granule izolație secundară	31	3–3,4

Inițial s-a încercat folosirea șnurului A care avea aceeași compoziție cu covorul fără suport textil, folosit în încercări cu scopul de a obține o sudură invizibilă. În practică s-a constatat că suprafața tăiată a șnurului are un luciu diferit

Fig. 2. Mașină automată tip Zinser de sudat pardoseli din P.V.C.

1 – duză de sudură; 2 – întrerupător pentru încălzire; 3 – suflai de sudură pentru mase plastice; 4 – reglaj orizontal; 5 – mosor pentru șnur de sudură; 6 – mîner; 7 – întrerupător pentru suflantă și încălzire; 8 – suflantă; 9 – cablu de legătură cu ștecher schukas; 10 – întrerupător pentru avans; 11 – regulator de avans; 12 – rolă de ghidaj posterioară; 13 – roată de antrenare; 14 – reglaj vertical; 15 – șnur de sudură; 16 – rolă de ghidaj anterioară; 17 – șurub de blocare în poziție; 18 – greutate; 19 – ax de rotire.



de restul covorului și din această cauză aspectul sudurii este mai supărător decît atunci cînd se folosește un șnur în culoare contrast față de covor. Deoarece la șnurul tip A rezistența sudurii scade repede la creșterea vitezei de înaintare a aparatului automat (tabela 2), în încercările ulterioare s-au folosit amestecurile B, C, D cu conținut crescînd de plastifiant, cu scopul de a se găsi compoziția care să permită obținerea vitezei maxime combinată cu o rezistență ridicată a sudurii.

Șnurul B, care este apropiat ca conținut de plastifiant de șnurul C, dar are un diametru mai mare, s-a folosit pentru încercările de sudare a rosturilor deschise, respectiv pentru remedierea rosturilor îmbrăcăminților după o perioadă oarecare de exploatare.

Deoarece la covorul cu suport textil stratul intermediar are o rezistență scăzută și participă la rezistență numai stratul superficial de uzură, cu grosimea de 0,8 ± 0,01 mm, rezistențele globale sînt mai mici decît la covorul fără suport textil, care are aceeași compoziție în toată grosimea. Din această cauză s-au prezentat separat în tabela 2 rezultatele din încercările de sudare pentru covorul fără suport textil și în tabela 3 pentru covorul cu suport textil.

În literatură nu apare nici o indicație asupra rezistenței rosturilor sudate la covoarele P.V.C. și prin urmare nici asupra metodelor de obținere a epruvetelor pentru încercări.

M. Michon [1] sudează foi de P.V.C. lestate, însă această metodă nu este utilizabilă la folosirea aparatului automat, care prin eforturile de tracțiune ale roților deformează covorul și nu permite obținerea unei suduri corecte.

Pentru obținerea epruvetelor s-a realizat standul de sudare reprezentat în figura 4, confecționat din plăci de PFL. Platforma de pornire a aparatului automat din stînga figurii și cele două fîșii exterioare erau lipite de placa suport și acoperite cu covor pentru a asigura planeitatea întregului stand. Cele trei fîșii centrale de PFL erau așezate liber, avînd fiecare lipită deasupra ei o fîșie de covor de lățime corespunzătoare.

Inițial se intenționa ca pachetul constituit din cele trei fîșii unite prin sudură să se taie transversal cu ferăstrăul pentru a se obține epruvetele pentru încercarea de tracțiune, placate pe porțiunile inactive cu PFL. După primele încercări orientative s-a constatat că banda constituită din cele trei fîșii unite prin sudură se poate derula de pe plăcile suport de PFL prin rostogolire în jurul unei țevi. În modul acesta, epruvetele pentru încercarea de tracțiune se puteau tăia la ștanța obișnuită pentru epruvete, iar la încercare participa și o porțiune de covor adiacentă sudurii, ceea ce se întîmplă și în realitate, datorită elasticității adezivului.

Deoarece epruvetele nu aveau compoziție uniformă în secțiune, rezistența nu s-a exprimat în kgf/cm², ci în kgf/2 cm lățime (lățimea epruvetelor ștanțate).

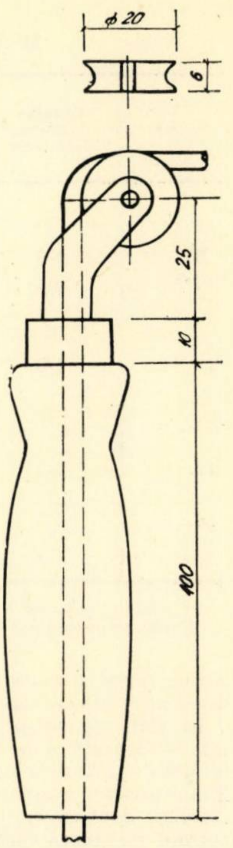


Fig. 3. Rolă pentru presarea șnurului

Covorul P.V.C. fără suport textil prezintă în aceste condiții o rezistență de $58{,}8^{+0{,}6}_{-0{,}7}$ kgf/2 cm lățime. Rezistența cea mai mare (proba 5 tabela 2) de 33 kgf/2 cm lățime nu reprezintă decît 56% din rezistența covorului. Aceasta se datorește faptului că adîncimea șanțului și deci grosimea sudurii este mai mică decît grosimea covorului.

În cazul șnururilor cu conținut mai ridicat de plastifiant tip D o parte din epruvete se rup în șnur. La șnurul tip B de diametru mare sudura nu s-a produs decît pe porțiunile laterale și după tăierea excesului grosimea liniei de sudură a rămas foarte mică, ceea ce a determinat ruperea în șnur, deși la șnurul tip C cu compoziție apropiată dar de diametru corespunzător șanțului nu s-a observat acest fenomen și s-au obținut cele mai mari rezistențe.

Din cauza primilor doi factori nu se poate obține o rezistență a sudurii de 85 — 90% din rezistența materialului, așa cum se obține la sudurile în V tăiate în toată grosimea materialului.

Rezultatele slabe obținute cu șnurul B arată necesitatea ca diametrul șnurului să corespundă cu diametrul șanțului, pentru a obține o sudură corespunzătoare.

Acest lucru s-a verificat în special în cazul covorului cu suport textil, la probele 9 și 10 unde s-a încercat sudarea rosturilor deschise. Se constată că rezistența este mult mai mică în cazul rosturilor cu deschidere de 2 mm și devine nulă în cazul rosturilor cu deschidere de 4 mm la viteze mai mari de 1 m/min. Această scădere de rezistență se datorește contactului redus dintre șnur și pereții elementelor care con-

Tabela 2

Rezistența la tracțiune și alungirea la covorul P.V.C. fără suport textil sudat la rosturi

Nr. crt.	Distanța duză-șnur/duză-covor	Viteza (m/min)					
		1,0		1,5		2,0	
		kgf/probă	%	kgf/probă	%	kgf/probă	%
				ȘNUR TIP A			
1.	2/3	$25{,}2^{+1{,}6}_{-1{,}4}$ arsură	28—40	$10{,}8^{+10}_{-6{,}3}$	4—14	$13{,}5^{+8{,}5}_{-5{,}5}$	—
2.	2/5	$16{,}9^{+1{,}6}_{-1{,}4}$	10—62	$8{,}7^{+10{,}3}_{-5{,}0}$	4— 8	$7{,}6^{+6{,}2}_{-7{,}0}$	4— 6
				ȘNUR TIP B			
3.	2/3	$14{,}6^{+1{,}4}_{-2{,}3}$ rupt în șnur	8—10	$12{,}1^{+1{,}9}_{-1{,}0}$ rupt în șnur	8—10	$12{,}4^{+1{,}6}_{-1{,}4}$	8—10
				ȘNUR TIP C			
4.	2/3	$12{,}6^{+2{,}2}_{-3{,}2}$	8—12	$7{,}5^{+3{,}1}_{-1{,}5}$	4—10	$13{,}2^{+0{,}8}_{-0{,}6}$	8—10
5.	2/5	$33{,}0^{+9{,}6}_{-16{,}2}$	50—90	$22{,}8^{+5{,}0}_{-3{,}6}$	10—24	$13{,}9^{+1{,}3}_{-1{,}7}$	6— 7
				ȘNUR TIP D			
6.	2/3	$20{,}9^{+4{,}7}_{-6{,}9}$	22—32	$18{,}6^{+1{,}6}_{-1{,}6}$	8—18	$17{,}9^{+2{,}0}_{-1{,}1}$	10—16
7.	2/5	$27{,}1^{+0{,}4}_{-0{,}5}$	32—35	$25{,}5^{+4{,}5}_{-2{,}3}$	18—28	$17{,}6^{+3{,}2}_{-3{,}8}$	8—10
8.	2/5	$21{,}2^{+0{,}8}_{-1{,}0}$ rupt în șnur	16—22	$19{,}1^{+2{,}5}_{-4{,}0}$ rupt în șnur	8—18	$12{,}6^{+0{,}4}_{-0{,}2}$	8

Tabela 3

Rezistențe la tracțiune și alungirea la covorul P.V.C. cu suport textil sudat la rosturi

Nr. crt.	Distanța duză-șnur/ duză covor	Viteza (m/min)					
		1.0		1,5		2,0	
		kgf/probă	%	kgf/probă	%	kgf/probă	%
				ŞNUR TIP B			
9*	2/5	$3{,}8^{+2{,}4}_{-2{,}5}$	8–12	$4{,}0^{+0{,}4}_{-0{,}7}$	8–10	$2{,}1^{+2{,}0}_{-1{,}1}$	6– 7
10**	2/5	$1{,}4^{+0{,}6}_{-0{,}2}$	6– 9	nu se sudează			
				ŞNUR TIP C			
11.	2/5	$10{,}0^{+0{,}3}_{-0{,}5}$	9–12	$13{,}9^{+0}_{-0}$ rupt în şnur	14	$11{,}1^{+1{,}9}_{-1{,}4}$	10–12
				ŞNUR TIP D			
12.	2/3	$9{,}3^{+0{,}4}_{-0{,}3}$ arsură	10	$9{,}4^{+0{,}3}_{-0{,}2}$	10	$9{,}9^{+0{,}2}_{-0{,}3}$	12–14
13.	2/5	$10{,}1^{+0{,}7}_{-0{,}6}$ rupt în şnur	11–12	$8{,}8^{+0{,}4}_{-0{,}4}$	10	$7{,}7^{+1{,}2}_{-1{,}7}$	10–11

* rost cu deschidere 2 mm
** rost cu deschidere 4 mm

stituie rostul și arată că rosturile cu deschidere peste 2 mm nu se pot suda corespunzător cu șnur de secțiune rotundă.

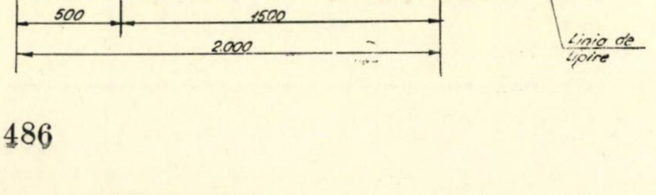
În afară de compoziția și diametrul șnurului, rezistența este influențată și de distanța duzei de locul de sudură. Prin încercări preliminare s-a stabilit că distanța duză-șnur de 2 mm prezintă rezultatele cele mai bune. În ceea ce privește distanța duză-covor, la primele încercări cu șnur tip A s-au obținut rezistențe mult mai mari la distanța de 3 mm, decît la cea de 5 mm. După cum se vede din tabele, acest fenomen se mai constată numai în cazul șnurului tip D la covorul PVC cu suport textil, unde conținutul șnurului este apropiat de cel al covorului.

În cazul șnururilor mai plastifiate, rezistența este mai bună la distanța de 5 mm decît la cea de 3 mm și se menține ridicată și la creșterea vitezei de sudare. La distanța de 3 mm și viteza de 1 m/min au apărut arsuri ale suprafeței covorului în jurul șnurului și șanțuri produse de pătrunderea muchiilor rolei de ghidaj în covor. Deoarece aceste defecte sînt practic imposibil de înlăturat, s-a ajuns la concluzia că este preferabil să se folosească practic întotdeauna distanța duză-covor de 5 mm.

Cu excepția covorului cu suport textil, unde rezistența rămîne practic neschimbată la creșterea vitezei de sudură, și în cazul probelor 11 prezintă un maxim la viteza de 1,5m/min, în cazul covorului fără suport textil se constată o scădere a rezistenței la creșterea vitezei, scădere mai accentuată la șnurul tip A cu conținut redus de plastifiant și mai puțin accentuată la șnurul tip D cu conținut maxim de plastifiant.

În urma acestor rezultate se consideră că la pardoselile unde apar solicitări mecanice importante este necesar să se folosească vitezele de 1–1,5 m/min pentru covorul fără suport textil și de 1,5–2 m/min pentru covorul cu suport textil. În cazul pardoselilor unde nu apar solicitări mecanice importante se poate folosi viteza maximă de 2 m/min la ambele tipuri de covoare. Pentru preluarea contracțiilor covorului este suficientă și rezistența de 1,4 kgf/2 cm lățime obținută la probele 10, deoarece la această solicitare epruveta se întinde peste 6%, iar contracțiile maxime admisibile de 0,02% sînt de 20 de ori mai mici, astfel că în nici un caz contracția covorului nu poate să ducă la ruperea sudurii.

Fig. 4. Schema standului pentru experimentarea aparatului de sudură automată



3. Indepărtarea excesului de șnur

În funcție de grosimea covorului, deschiderea rostulu și diametrul de șnur folosit la sudare, o parte din acesta rămîne în relief față de suprafața pardoselii. În afară de faptul că aspectul este neplăcut și se poate strînge murdărie în unghiul diedru format între șnur și suprafața pardoselii, porțiunea în relief prezintă un punct de priză pentru solicitările exterioare (deplasarea unei mobile) care pot să ducă la distrugerea sudurii și chiar la desprinderea unei porțiuni de covor și deci trebuie îndepărtată.

Operația de tăiere este pretențioasă, deoarece suprafața tăiată trebuie să fie plană și exact la același nivel cu suprafața îmbrăcăminții de pardoseală.

În trusa aparatului de sudare s-a livrat atît un cuțit în formă de semilună, cît și lama *b* pentru cuțitul din figura 1, pentru îndepărtarea excesului de șnur.

În încercările de laborator s-au obținut rezultate puțin mai bune cu cuțitul din figura 1 cu brațele laterale prelungite, la fel ca la operația de tăiere a șanțului, însă diferența este mică și în practică se pot folosi ambele tipuri de cuțite. În cazul folosirii frezei Mafell pentru tăierea șanțului și a agregatului automat de sudare, operația de îndepărtare a excesului de șnur reprezintă faza care cere un efort și un consum mare de timp. Pînă în prezent nu a apărut nicăieri un aparat automat care să realizeze această operație.

CONCLUZII

Prin folosirea aparatelor automate se poate obține o sudură rezistentă și cu aspect plăcut, în special cînd se folosește un șnur în culoare contrastantă cu covorul. Operația reprezintă o cheltuială suplimentară și, în cazul cînd ea este necesară, este preferabil să se folosească un covor fără suport textil care datorită lățimii mari (1,5 m față de 1 sau 1,1 m la covorul cu suport textil) prezintă mai puține rosturi pentru o arie de suprafață dată. Tot din același motiv este contraindicat să se sudeze îmbrăcămințile realizate din plăci (dale) în afară de cazul cînd efectul economic este subordonat condițiilor decorative.

Bibliografie

[1] Michon M. : *Sudarea materialelor termoplastice în foi şi confecţionarea îmbrăcămintilor de pardoseală*. Industrie des Plast. Mod. apr. 1951, p. 13 – 16 şi 43–45.

[2] Saechtling Hj. : *Pardoseli din mase plastice în dezvoltare*. Kunststoffe, dec. 1951, p. 448–450.

[3] Fortun E. : *Îmbrăcăminţi de pardoseli*. Kunststoffe 47, 1957, 10, oct. p. 569–578.

[4] DIN : Proiect – 16931 din nov. 1956 (intrat în vigoare – august 1963. *Sudura PVC plastifiat. Linii directoare*. Reprodus in Kunststoffe 47, 1957 3 mart. p, 137–143.

[5] Haldenwanger H. : *Condiţiile de deformare plastică la sudarea foilor din PVC*. Kunststoffe 48, 1958, 1, ian. p. 13–16.

[6] Schrader W. : *Prelucrarea şi sudarea materialelor plastice*. Bucureşti, Editura Tehnică 1962 (traducere din l. germană) Cap. 7. (p. 135–198) în special 7.5.5. (p. 166) la 7. 71 (p. 187) şi 14.08 (p. 375–378).

[7] *** : *Suflai de sudură electric cu aer cald pentru sudarea materialelor termoplastice*. Kunststoffe 54, 1964, 12, dec. p. 823.

[8] *** : *Indicaţii de folosire pentru maşina automată de sudat pardoseli din PVC*. Autogenwerk Zinser

[9] *** : *Suflai electric de sudură a maselor plastice* nr. 25003 (prospect) Autogenwerk Zinser

[10] *** : *Indicaţii de lucru pentru frezele de rosturi tip PVC şi P_1*. Maffel.

NOTE

Şarpantă celulară autoportantă din semifabricate de lemn

Ing. I. N. Petculescu

Institutul de proiectări IPCFR

O dată cu trecerea la fabricarea pe scară industrială în ţara noastră a plăcilor semifabricate de lemn, cum sînt plăci aglomerate din aşchii de lemn PAL şi a plăcilor fibrolemnoase PFL dur întrebuinţate la cofraje pentru betoane şi mobilier, se poate pune acum şi problema executării de elemente de rezistenţă în construcţii, tot din aceste materiale.

Deoarece clima ţării noastre este specific continentală, cu treceri bruşte de la cald la frig, de la secetă la ploi mari, face ca pentru construcţii să convină îndeosebi acoperişurile cu pante repezi pentru evacuarea apelor, evitîndu-se acoperişul terasă foarte costisitor şi pretenţios ca execuţie.

Deoarece lemnul este strict restricţionat şi socotit material deficitar, acest lucru a introdus o piedică în executarea învelitorilor cu pante repezi, care necesită şarpante executate din lemn. Plăcile fibrolemnoase (PFL) groase de la 2,5 — 6 mm se pot voala uşor şi flambează la solicitările de compresiune şi încovoiere în planul lor. Din acest motiv, plăcile PFL dur pot fi întrebuinţate ca elemente de rezistenţă, numai în anumite dispozitive constructive, care să evite cele de mai sus.

Mai jos vom prezenta un sistem constructiv special, care să permită preluarea de eforturi a plăcilor de PFL dur, asigurîndu-le stabilitatea.

Este vorba de o şarpantă celulară, autoportantă, executată din PFL şi PAL, comportînd un prefabricat denumit ramă (celulă) ce serveşte la asamblarea şarpantei.

Şarpantele celulare autoportante nu se cunosc în literatura tehnică mondială. Sînt cunoscute şarpantele lamelare autoportante din lemn ecarisat de brad, care însă prezintă o serie de dezavantaje printre care :

1 — Utilizează lemnărie ecarisată de brad, care este restricţionată.

2 — Conduce la suprafeţe de şarpantă curbe, peste care se aşază greu o învelitoare de ţiglă şi se potriveşte numai la o anumită arhitectură a construcţiei.

3 — Asamblarea se face numai cu buloane şi şaibe metalice, ceea ce conduce la un montaj complicat şi pretenţios.

Şarpanta celulară autoportantă elimină aceste dezavantaje deoarece :

1 — Poate utiliza semifabricate de lemn (PFL şi PAL) economisind aproape integral materialul lemnos din răşinoase.

2 — Conduce la executarea de şarpante cu feţe plane, pe care se pot aşeza normal orice fel de învelitori.

3 — Asamblarea se face numai în cuie, economisindu-se orice garnituri metalice (buloane, piuliţe, şaibe etc.).

DESCRIEREA SISTEMULUI

În general acoperişurile se pot considera ca o cutie de secţiune triunghiulară, compusă din cele două feţe înclinate şi din planşeul superior al clădirii (fig. 5). Şarpanta lucrează în secţiune transversală cu un cadru triunghiular (fig. 9) *ACE*, în care versanţii *AC* şi *EC* sînt solicitaţi la greutatea proprie şi sarcina climatică *p* (25).

Fiecare versant se comportă ca o placă pe 3 reazeme (*ABC*) avînd o diagramă de momente ca în figura 9.

Aceste momente şi forţele axiale din planul acoperişului sînt preluate de către nervurile (6), care sînt dimensionate în consecinţă. Pentru a se evita împingerile prea mari *H*, unghiul de înclinare a şarpantei nu trebuie să fie mai mic de 30 grade.

Distanţierul 8 (fig. 5) este comprimat şi serveşte la crearea reazemelor intermediare *B* şi *D* ale nervurilor.

Împingerile orizontale *H*, date de către forţele axiale *N*, în nervuri, sînt preluate de către o grindă (16) de beton armat, care se lasă din planşeul clădirii (17) (fig. 6). Nervurile de rezistenţă ale şarpantei sînt alcătuite din plăci PFL dur din 2 × 2 foi de grosime 5 mm, aşezate pe muchie de 25 — 30 cm lăţime, dînd o secţiune dreptunghiulară mult alungită care este mai economică decît o alta mai puţin alungită.

În adevăr dacă socotim un căprior de 10 × 12 cm secţiune avem :

$$W = \frac{1}{6} \times 10 \times 12^2 = 240 \text{ cm}^3$$

şi un altul din două foi PFL cu secţiunea echivalentă (2 × 1,2 × 50 cm²) găsim :

$$W = \frac{1}{6}\, 2 \times 1{,}2 \times 50^2 = 522 \text{ cm}^3$$

de peste două ori mai mare adică cu $\frac{522 - 240}{522} = 60\,\%$ mai economică decît căpriorul din lemn ecarisat.

Secţiunile acestea alungite ocazionează pericolul de voalare şi flambaj. Pentru a opri această voalare, pentru transmiterea eforturilor la nervurile vecine, pentru susţinerea şipcilor şi asterelei între nervuri şi pentru a asigura contravîntuirea acoperişului în planul lui, se va utiliza rama prefabricată (celula) din PFL (fig. 1).

Ramele prefabricate de tip A şi B sînt executate din PFL şi PAL.

Cu ajutorul unor colţari de lemn de răşinoase (1) (fig. 1 şi 2) se prind în cuie de asamblare (5) cele patru laturi aşezate pe muchie ale ramei din PFL (3). La mijloc rama are o diagonală din PAL (2) (fig. 1).

Ramele se asamblează apoi în nişte tărgi de montaj (*C*) (fig. 3), cu ajutorul a două din foile de PFL ce vor alcătui apoi nervura de rezistenţă (6). Tărgile se asamblează în două tipuri diferite tipul I şi tipul II, după cum încep cu o ramă de tip A sau B (fig. 4).

Aceasta este necesar în vederea alternării rosturilor între rame. Tărgile se asamblează două cîte două, formînd conturul triunghiular al şarpantei care, în secţiune transversală, se prezintă ca în figura 5. O secţiune transversală curentă prin nervuri se vede în figura 10. Distanţa *d* între nervuri coincide cu dimensiunile ramei prefabricate. Şarpanta se pre-

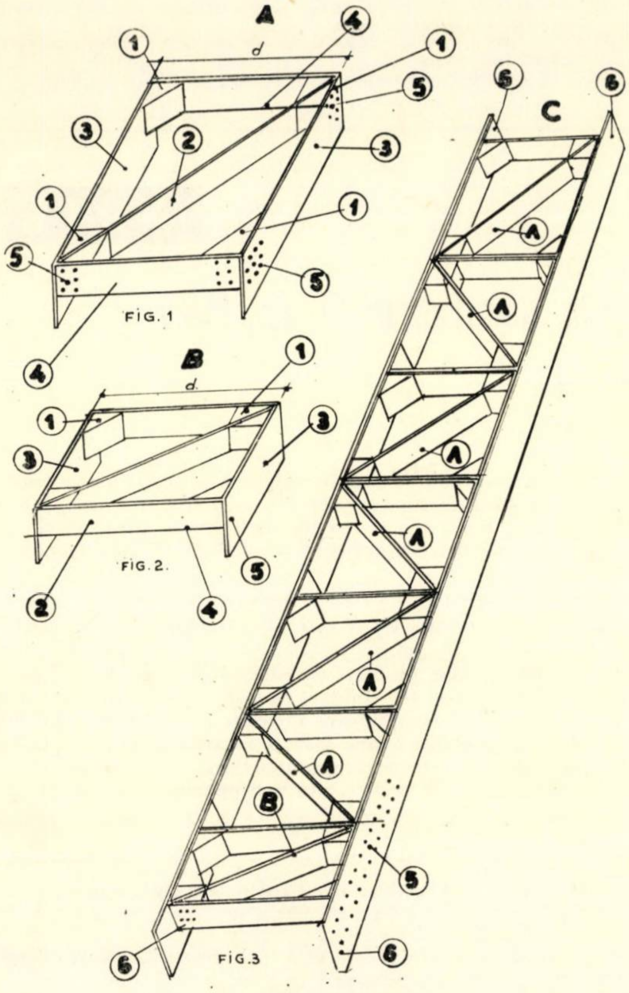
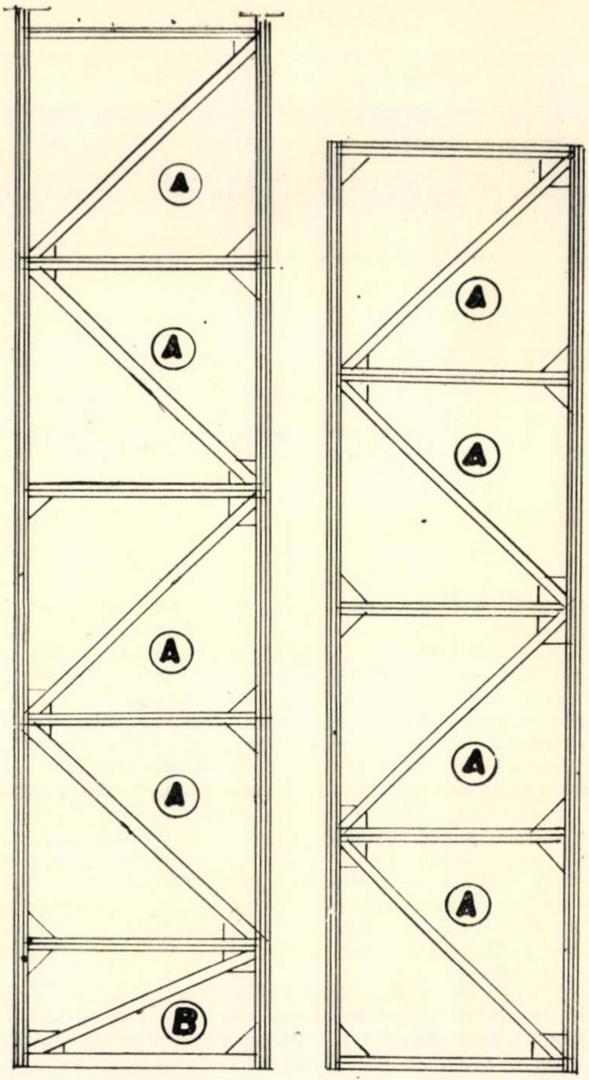

A
1
d
4
1
5
3
2
3
1
1
5
5
FIG. 1
4
B
1
d
1
3
3
FIG. 2
5
2
4
C
6
6
A
A
A
A
A
A
B
5
6
FIG. 3
6

Fig. 1, 2, 3

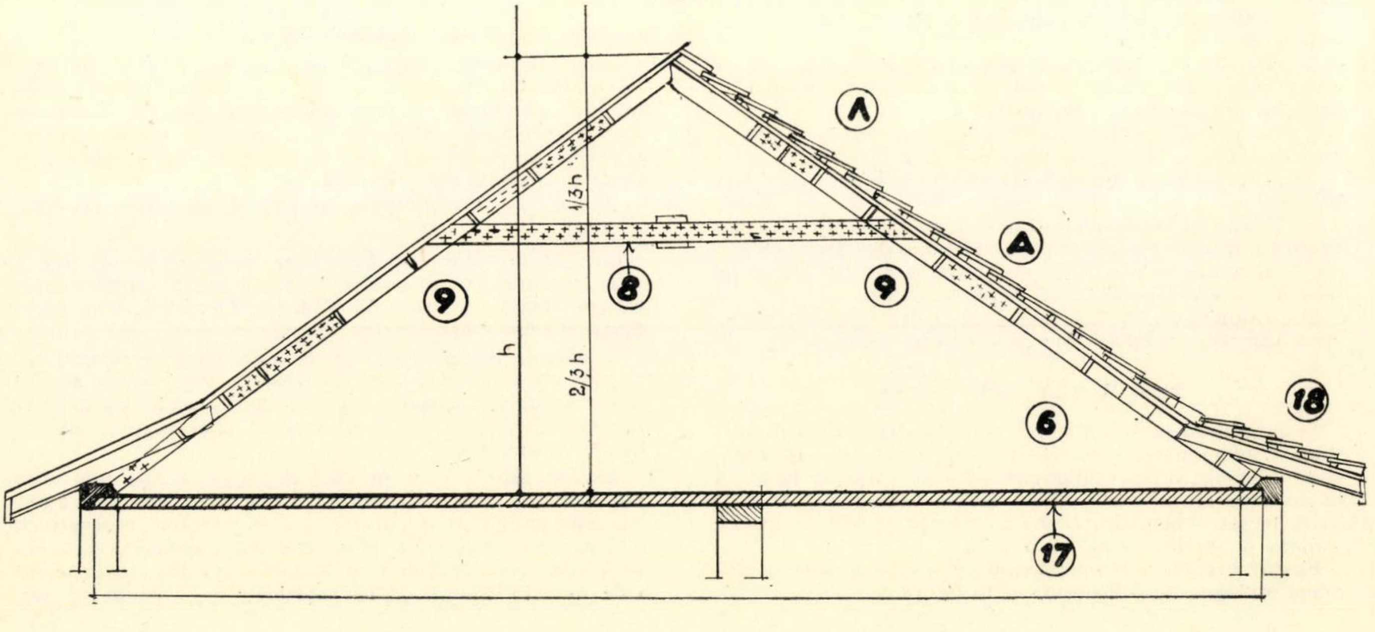


Tip I

Tip II

Fig. 4

Fig. 5


A
A
1/3 h
8
9
9
h
2/3 h
6
18
17

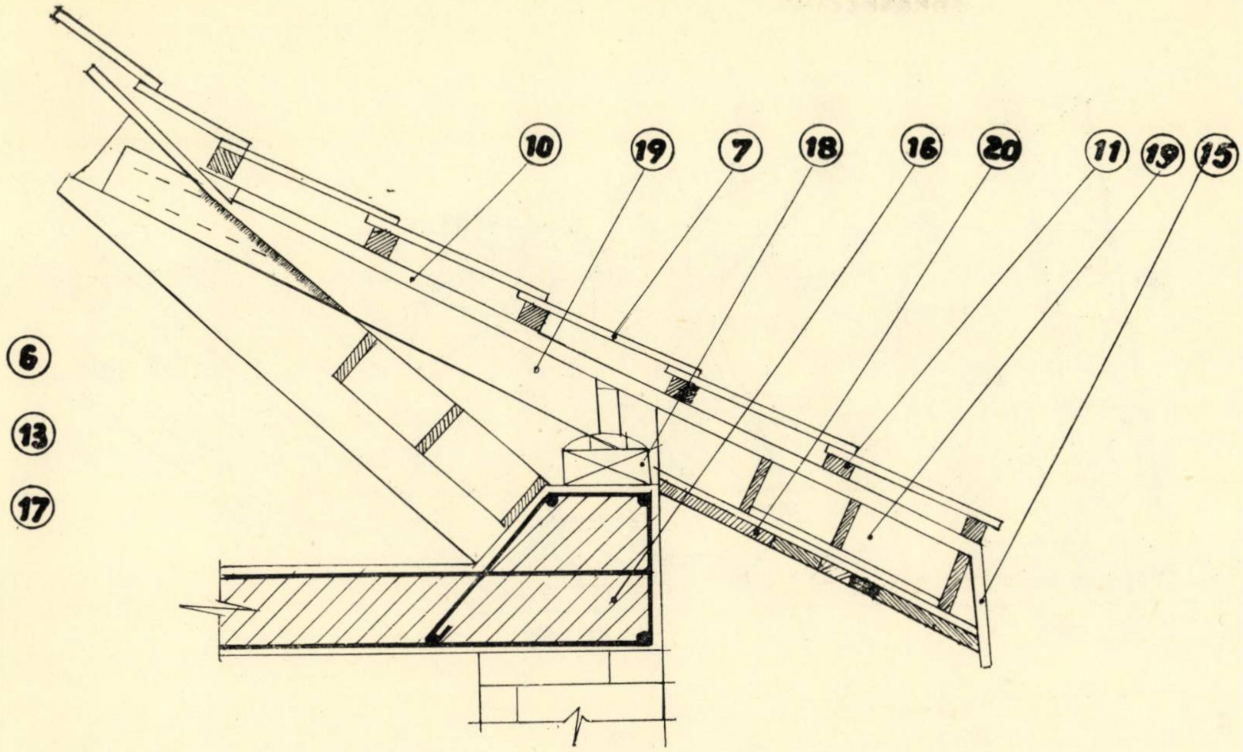
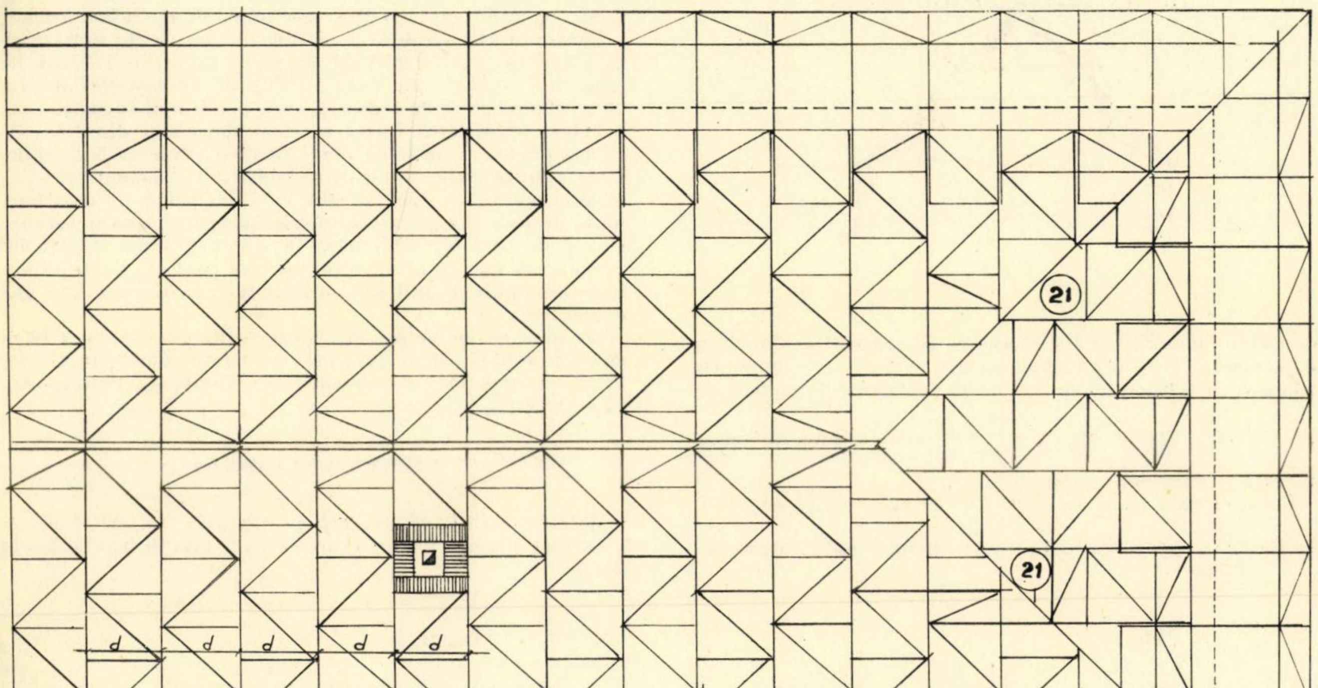

⑩
⑲
⑦
⑱
⑯
⑳
⑪
⑲
⑮
⑥
⑬
⑰

Fig. 6

Fig. 7



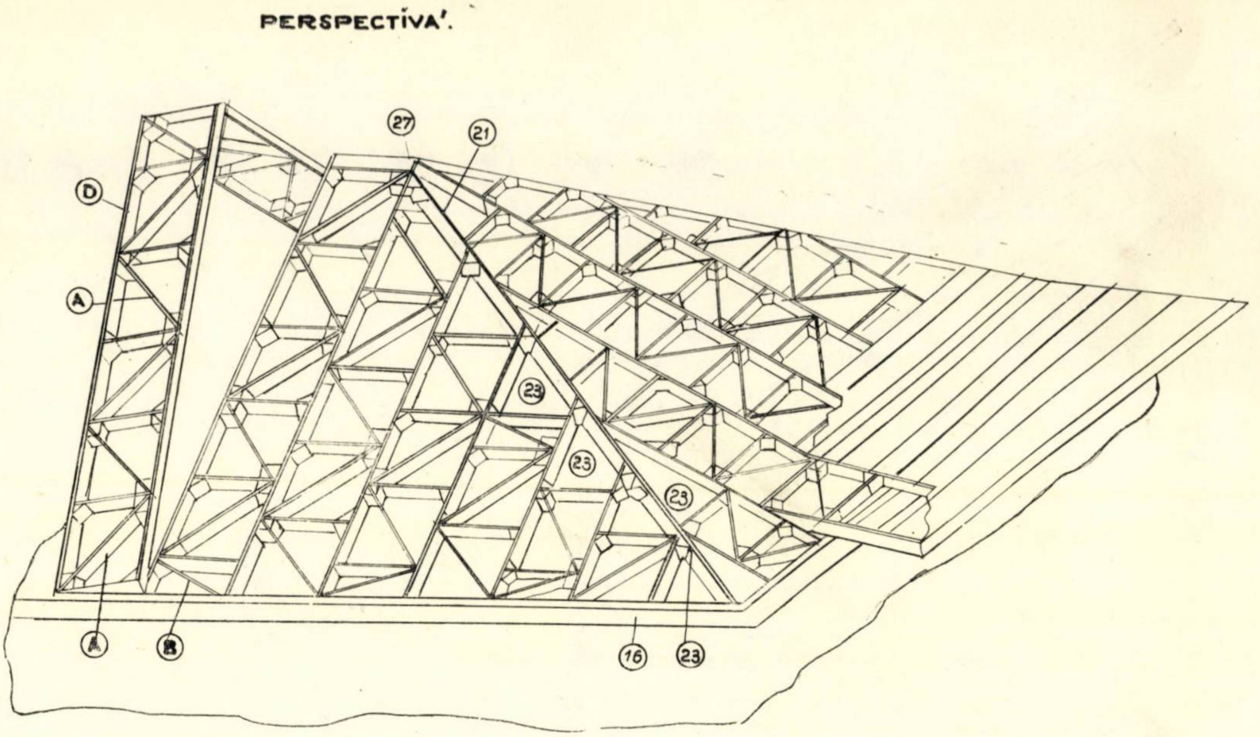


Fig. 8

zintă în plan ca în figura 7 unde este arătată o porțiune dintr-un acoperiș cu 4 pante.

Căpriorii (nervurile) se comportă deci ca grinzi continue pe trei reazeme, socotind reazemele B și D fixe. Este bine să așezăm distanțierul BD în așa fel, ca momentele din cîmp și pe reazem să se echilibreze. Poziția optimă corespunde cu așezarea distanțierului la $h/3$ de la coamă cînd momentele au valoarea $MB = M_{cîmp} = \frac{1}{25} qs^2$, unde s este lungimea nervurii și q sarcina pe metru liniar.

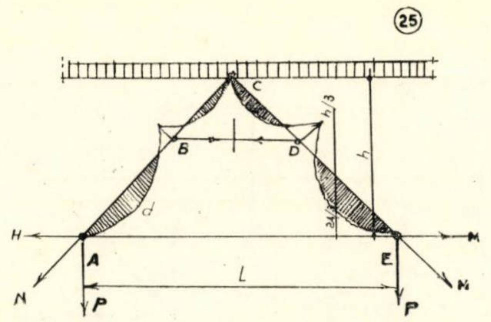


Fig. 9

Forța axială care se naște în nervură este de $N = G\left(\frac{1}{2\,tg\,a} + \sin a\right)$, unde G este sarcina totală a nervurii.

Luînd înclinarea acoperișului $\alpha = 35°$ cu sarcinile climatice pentru București, zăpada:

$$Cz = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (pe orizontală)},$$

și vîntul, pentru un acoperiș cu o înclinare de $\alpha = 35°$,

$$Pv = 32 \text{ kg/m}^2,$$

pentru o șarpantă grea de țiglă dublu solzi, cu astereală și carton asfaltat, găsim o încărcare totală de circa 200 kgf/m².

Pentru execuție ramele s-au dimensionat: cele mari tip A de 80/80 cm și cele mici (b) de 40/80 cm. Cele 4 laturi ale ramei sînt realizate din două foi PFL de aceeași lățime cu a nervurilor și două de legătură, care pot fi mai înguste.

Pentru rigidizarea ramei s-a luat diagonala din PAL de 16 mm grosime care să reziste la flambaj. Nervurile de rezistență așezate între rame sînt alcătuite din cîte patru foi PFL, două la o targă și două la alta, care, împreună cu cele două foi ce se mai adaugă de la ramele adiacente, dau o nervură groasă de șase foi PFL adică $6 \times 6 = 36$ mm. Aceste foi se eclisează una pe alta și deci nervura poate fi alcătuită din toate lungimile de fîșii PFL utilizîndu-se materialul fără nici o pierdere.

Cu acest sistem se pot alcătui șarpante pînă la circa 12 m deschidere liberă între reazeme, cu nervuri alcătuite din foi PFL, ca mai sus, de grosime de 6 mm și lățime între 25 — 30 cm.

EXECUȚIE ȘI MONTAJ

Materialul PFL se livrează pe piață în foi de 5 500 și 1 700 mm și 6 mm grosime care se poate tăia în fîșii de 25 cm lățime.

Fig. 10

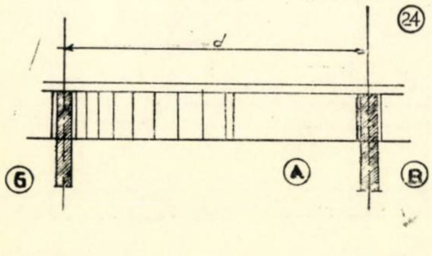
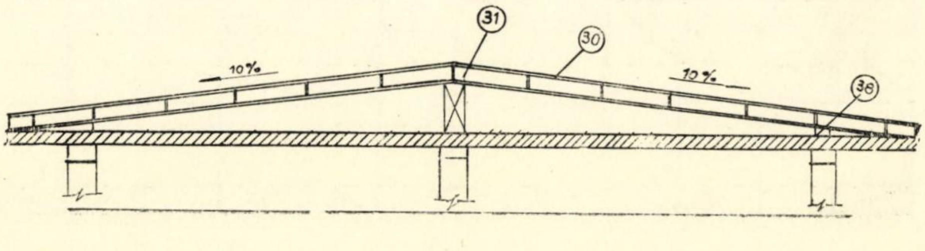


Fig. 11



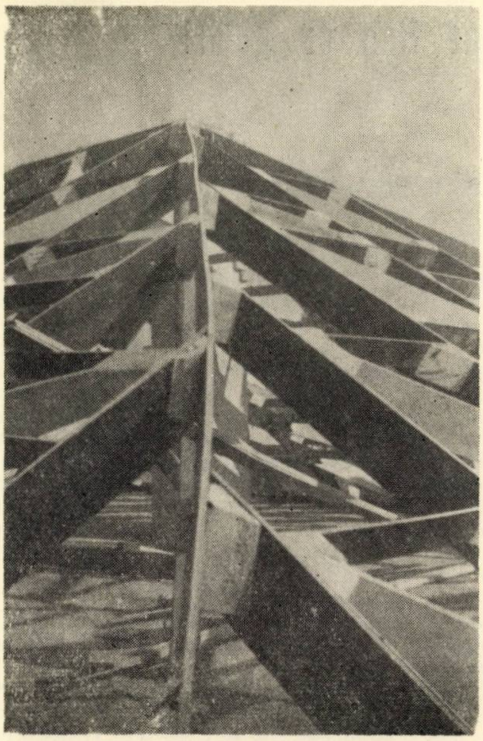


Fig. 12. Detaliu de coamă

Din aceste fîșii se pot confecționa ramele și nervurile șarpantei. Colțarii de rigidizare ai ramelor se pot executa din orice deșeuri de grinzi sau chiar lemn rotund, care se poate tăia în rondele la circular și astfel să înlocuiască cu succes colțarii.

În figura 8 este arătată perspectiva șarpantei în care se vede și modul ei de montare cu ajutorul agregatului de montaj de tip D, care este alcătuit din două tărgi ce se prind în scară ca un V răsturnat și care la bază se reazemă pe cele două nervuri (16) de beton armat, în care se sprijină șarpanta.

În figura 6 este arătat detaliul unei streașini.

Ștreașina se realizează cu ajutorul unor căpriori tot lamelari (19) din PFL așezați pe o cosoroabă (18) între care se bat ramele *B*.

Tabela 1

Tip	*l* *m*	*h* m	*M* kg	*N* kg	kg/cm²	Secțiunea nervurii m/m	Consum PFL/m²	Consum PAL/m²
A 1	7,50	2,85	94	900	93	2×2 5×200	m³/m² 0,009	m³/m² 0,012
A 2	8,00	278	115	950	108	2×2 5×200	0,009	0,012
B 1	8,50	290	135	1 020	90	2×2 5×250	0,0125	0,012
B 2	9,00	312	155	1 080	100	2×2 5×250	0,0125	0,012
C 1	10,00	350	194	1 200	84	2×2 5×300	0,014	0,012
C 2	11,00	380	225	1 320	97	2×2 5×300	0,014	0,012

Consumul de cuie este de circa 0,300 kg/m²

Pe dedesubt, streașina se plachează cu PFL dur sau alte semifabricate de lemn (20). În față se așază o pazie din același material (15). Coamele se realizează tot din plăci de PFL pe cant (21), iar nervurile se prind de coamă cu ajutorul fururilor (23).

Această șarpantă se poate realiza și pentru învelitoare de tablă și carton asfaltat cînd secțiunea transversală se prezintă ca în figura 11. Această șarpantă nu dă împingeri în planșeu și reazemă la mijloc pe suporții (1) și la margini pe cosoroabele (32).

Peste șarpante se poate bate astereală tot din PFL dur din 5 mm grosime, care rezistă la încovoiere deoarece ochiurile șarpantei nu sînt mai mari de 40 cm. De remarcat că numai la o astfel de șarpantă se poate întrebuința astereala de PFL dur, deoarece, la o șarpantă obișnuită de lemn, distanța între căpriori fiind de 70 — 80 cm, foaia de PFL nu poate rezista la încovoiere sub sarcini pe această deschidere. Toată asamblarea șarpantei se face în cuie, bătîndu-se întîi ramele de laturile tărgilor și tărgile între ele și apoi distanțiere între nervuri. Economiile ce se realizează cu acest fel de șarpante conduc la circa 30% din cost față de o șarpantă obișnuită din lemn ecarisat. În plus trebuie să se adauge economia realizată prin întrebuințarea asterelei de PFL în loc de cea de lemn ecarisat.

Aceste șarpante s-au realizat în mai multe localități din țară (circ. medicală CFR Deda, canton CFR Barboși, Galați etc.). Executarea acestor șarpante se poate face cu orice dulgher care poate confecționa lădițe de ambalaj.

INDICI DE CONSUM

Pentru aceste șarpante s-au întocmit proiectele pentru cîteva variante cu deschideri de la 7,50 — 11 m.

În tabela 1 este arătată secțiunea nervurilor șarpantelor de tip ABC și consumurile în PFL și PAL pe metru pătrat orizontal, în metri cubi de șarpantă măsurată la picătură. În acest consum intră și streașina clădirii confecționată din PFL.

Pentru executarea șarpantelor s-au mai utilizat și alte semifabricate de lemn cum ar fi plăcile stratificate LS tip F încleiate cu tegofilm. În acest scop la circa medicală din Deda s-au utilizat pentru nervurile de rezistență (căpriori) plăci LS încleiate cu tegofilm.

Lucrarea s-a dovedit neeconomică, deoarece pe șantier tărgile de șarpantă, executate din acest material, încercate la rupere prin încărcare cu saci cu nisip, rezistențele de rupere înregistrate n-au corespuns celor arătate în normativul MEF 955/60 și pentru aceasta a fost nevoie de mărirea secțiunii nervurilor.

Plăcile LS avînd rezistențele la rupere sensibil apropiate de cele ale plăcilor fibrolemnoase PFL și prețul de livrare pe m³ fiind de mai bine de trei ori mai mare, șarpantele executate din acest material s-au dovedit neeconomice.

Din plăcile aglomerate PAL se confecționează elemente de șarpantă scurte (diagonale la rame, distanțieri etc.), evitîndu-se confecționarea de elemente mai lungi (nervuri) care se pot deforma în timp la umezeală. Pentru înlocuirea cuielor în vederea asamblării plăcilor PFL pentru realizarea nervurilor, acestea se pot încleia cu un adeziv de tipul RSA care este fenolformaldehidă sintetică, cu conținut de 50% rășinoase și care face priză la rece.

Încleierile cu acest adeziv sînt rezistente la intemperii. Piesele ce se asamblează trebuie să fie presate cu 6 kg pe cm² timp de 24 de ore, cu un clește special. Acest lucru face ca, pentru moment, procedeul să fie greu de realizat pe șantier, rămînînd ca în viitor, cînd executarea șarpantelor celulare se va putea industrializa în vederea extinderii folosirii lor, acest lucru să fie posibil.

Instalaţia mecanizată de format fîşii cu goluri

Ing. I. Moiceanu

Directivele celui de al IX-lea Congres al P.C.R. prevăd noi sarcini de dezvoltare a economiei naţionale. În cadrul volumului de investiţii ce se vor realiza în următorii ani, un volum însemnat îl ocupă construcţiile de locuinţe. Realizarea acestui volum necesită pe şantiere extinderea metodelor industriale, dintre care folosirea pe scară tot mai mare a elementelor prefabricate de greutate mare sau mică.

Un element de construcţie prefabricat, deosebit de folosit la planşeele lucrărilor de locuinţe, îl constituie fîşiile cu goluri din beton armat. Creşterea de la an la an a volumului acestor elemente, ca urmare a cerinţelor sporite din partea şantierelor, a pus în faţa Intreprinderii de prefabricate din Braşov problema modernizării tehnologiilor utilizate, a mecanizării la maximum a procesului de producţie, în scopul obţinerii unor cantităţi de fîşii din ce în ce mai mari, cu costuri cît mai reduse şi de o calitate mai bună.

În cadrul Intreprinderii de prefabricate din Braşov, ca de altfel în toate întreprinderile similare din ţară, fîşiile cu goluri se execută prin procesul de fabricaţie în lanţ de agregate, folosindu-se fie tipare fixe, fie decofrarea imediată. În amîndouă procedeele majoritatea operaţiilor şi în special turnarea, decofrarea etc. se execută manual, iar alte operaţii (turnarea, vibrarea etc.) se execută succesiv, consumînd un volum mare de timp.

Pentru eliminarea acestor neajunsuri, în cadrul atelierului de proiectare al Intreprinderii de prefabricate de beton din Braşov s-a întocmit proiectul unei instalaţii mecanizate de format fîşii cu goluri. Această instalaţie se amplasează într-un proces de confecţionare a fîşiilor cu goluri în lanţ de agregate, la care turnarea, decofrarea, cofrarea se execută mecanizat.

La proiectarea acestei instalaţii, s-a ţinut seamă de experienţa altor unităţi în executarea fîşiilor cu goluri, aducîndu-se instalaţiei proiectate o serie de principii noi, îmbunătăţiri faţă de buncărele de turnare autopropulsate sau alte instalaţii folosite la unele fabrici.

O instalaţie mecanizată de format fîşii cu goluri a fost concepută şi de INCERC-Bucureşti, care a fost proiectată de IAUPS-Bucureşti, dar care pînă în prezent nu s-a realizat. De asemenea, I.P.I.M.P.C.-Bucureşti a întocmit studiul tehnico-economic pentru o instalaţie de format fîşii cu goluri, dar la care nu s-a mai întocmit un proiect tehnic de execuţie, deci nici aceasta nu s-a realizat.

Prototipul instalaţiei proiectate la I.P.E.C. a fost executat în cadrul atelierelor mecanice ale Intreprinderii de prefabricate, el fiind dat în exploatare şi recent omologat.

În prezentul material se descrie instalaţia propriu-zisă realizată, modul ei de funcţionare pe o linie tehnologică, precum şi parametrii obţinuţi pînă în prezent, comparaţia cu cei proiectaţi şi cu cei obţinuţi pe alte instalaţii.

1. DESCRIEREA INSTALAŢIEI

Instalaţia de format fîşii cu goluri asigură formarea tuturor tipurilor de fîşii tipizate pînă în prezent la noi în ţară (lungimi 2—5 m, lăţimi 0,4—1,2 m, înălţimi 0,14—0,19 m).

Prin modificarea echipamentului instalaţiei de fîşii (laterale, ţevi) şi a fundurilor pe care se toarnă fîşia se pot executa şi alte tipuri cu dimensiuni mai mari ce se vor proiecta în viitor.

Instalaţia foloseşte, pentru formarea fîşiilor, funduri metalice, care pot fi şi încălzitoare, realizîndu-se astfel tratamentul termic atît în cuva cu abur viu, cît şi în tipare încălzitoare.

Fundul se aşază pe cadrul superior al mesei vibrante cu ajutorul unor ghidaje ce se găsesc pe conturul fundului şi care împiedică deplasarea acestuia de pe masă în timpul vibrării.

În figura 1 se arată schiţa unei asemenea instalaţii. Ea este formată din următoarele utilaje principale: portal de turnare *1*, masă vibrantă *2*, dispozitiv de acţionare a elementelor de formare a golurilor (ţevilor) *3* şi elementele de formare a fîşiei (laterale şi funduri metalice) *4*.

Portalul de turnare *1* este o construcţie metalică ce susţine un buncăr de primire a betonului, o bandă transportoare şi un mecanism de acţionare.

Construcţia metalică a portalului este formată din cadre laterale executate din profile sudate. Ea are un ecartament de 2 300 mm şi un apatament de 1 800 mm, rezemat pe patru roţi, din care două sînt motoare.

La partea superioară, cadrele laterale sînt unite printr-un alt cadru din profile U ce susţine buncărul de primire.

La nivelul superior al portalului este prevăzută o platformă de acces, o scară şi o balustradă de protecţie pentru muncitori.

Roţile de rulare ale portalului sînt acţionate prin transmisie cu lanţ cu role şi zale scurte; la capetele căii de rulare s-au prevăzut patru limitatoare de cursă.

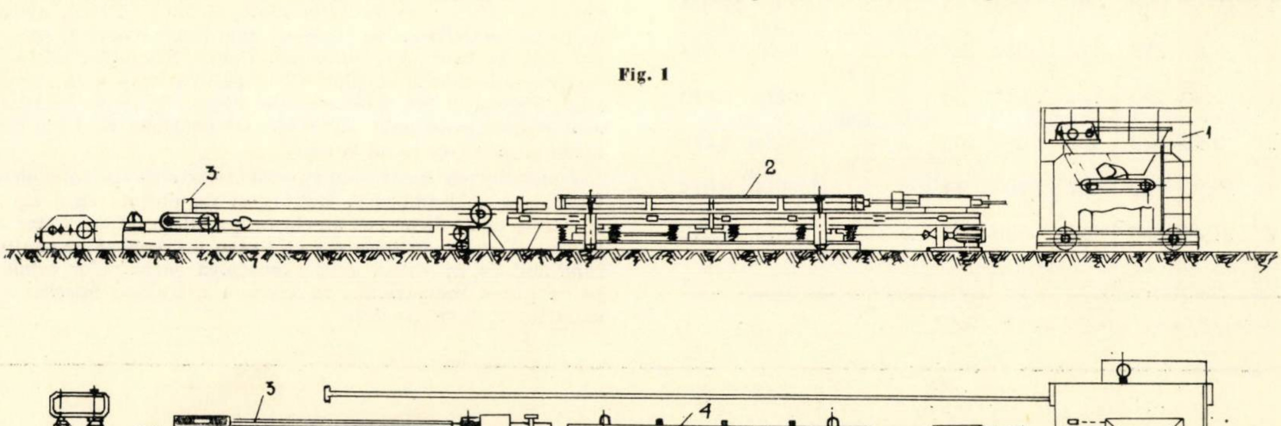
Lateral portalului de turnare este amplasat pupitrul de comandă centralizat pentru: pornirea portalului şi pornirea benzii pentru turnarea betonului. Portalul, în timpul funcţionării, execută o mişcare de dus-întors.

Buncărul de primire a betonului, confecţionat la instalaţia prototip fix, poate fi prevăzut şi mobil. El are forma unui trunchi de piramidă cu baza mică 800 × 800 cm, confecţionat din tablă de 8 mm, cu o capacitate de 0,8 m^3.

Sub acest buncăr se găseşte o bandă distribuitoare cu lungime de 1 300 mm şi cu acelaşi diametru ca al tamburilor pe care rulează banda, de Ø 300 cm, îmbrăcată în cauciuc vulcanizat pentru a se asigura o aderenţă corespunzătoare benzii. Banda de cauciuc este cu trei inserţii de pînză cu o lăţime de 1 100 mm, realizată prin vulcanizarea longitudinală a două benzi de 650 mm lăţime; banda este acţionată de un motor.

În timpul turnării din buncărul de beton, debitul se reglează printr-un sistem de reglare format dintr-un sector de

Fig. 1



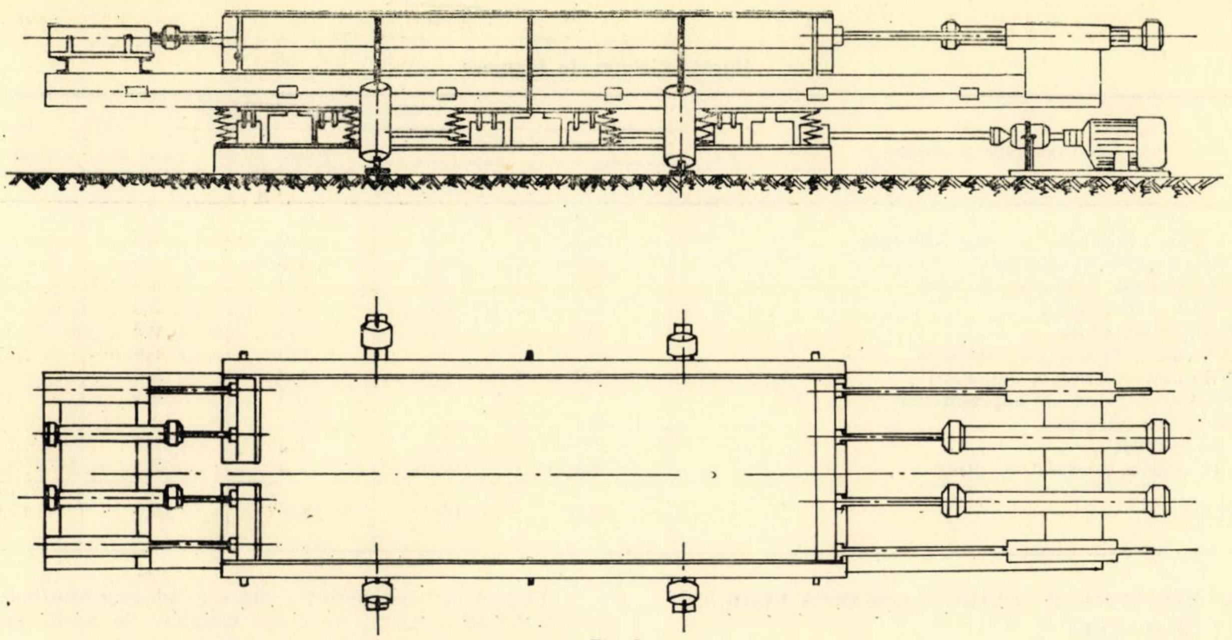


Fig. 2

cerc care este articulat prin două braţe de părţile laterale ale buncărului. Deschiderea acestui sector se face cu ajutorul unei roţi cu piuliţe, avînd filet stînga-dreapta.

Masa vibrantă (fig. 2) serveşte la compactarea betonului turnat în tipar. Spre deosebire de mesele folosite pînă în prezent la compactarea prin vibrare a elementelor prefabricate, care prezentau o serie de deficienţe, masa proiectată şi executată aduce o serie de îmbunătăţiri substanţiale, atît în ceea ce priveşte construcţia ei, rezemarea, cît şi în ceea ce priveşte elementele vibrante şi legătura lor cu grupurile de acţionare.

Masa vibrantă executată se compune dintr-un cadru superior, elementul vibrant, arborele cardanic, grupul de acţionare şi cadrul inferior.

Cadrul superior este o construcţie sudată din profile U şi L, care susţine tiparul ce-l vibrează cu ajutorul elementelor vibrante.

Elementul vibrant constă din două contragreutăţi fixate pe cîte un arbore în lagăre cu rulmenţi.

Legătura între elementele vibrante, între elemente şi grupurile de acţionare este realizată cu ajutorul arborilor cardanici care au rolul de a sincroniza rotirea contragreutăţilor.

Grupul de acţionare constă dintr-un schimbător de sens, acţionat printr-un cuplaj de la motorul electric de 22 kW la 3 000 rot/min.

Cadrul inferior este o construcţie sudată şi susţine, prin intermediul unor resorturi, cadrul superior cu elemente vibrante şi cu tiparul ce trebuie vibrat.

Tot de cadrul inferior mai sînt prinşi cilindrii pneumatici, prin a căror tije se închid şi se deschid lateralele pe fundul ce se toarnă.

Caracteristicile tehnice ale mesei

— capacitatea maximă de încărcare	5 t
— frecvenţa oscilaţiilor	2 920 min^{-1}
— amplitudinea oscilaţiilor	0,042 cm
— caracterul oscilaţiilor	unidirecţionale şi verticale
— nr. elemente vibrante	3 buc
— greutatea totală a mesei	2 450 kg
— dimensiuni de gabarit:	
— lungimea	5 000 mm
— lăţimea	1 340 mm
— înălţimea	671 mm

— putere instalată
1 buc motor electric ASI 200 s/2 H = 22
n = 3 000 rot/min.

3. Dispozitivul de acţionare a elementelor de formare (fig.3) este format dintr-un troliu mecanic, cărucior, un suport al ţevilor şi un cap de ghidare al ţevilor.

Troliul, compus dintr-un tambur de Ø 400 mm montat pe două lagăre, este cuplat printr-un cuplaj elastic la un reductor tip 7 C acţionat de un motor electric ASI de 7,5 kW cu 1 500 rot/min.

Căruciorul este o construcţie metalică din profile sudate, susţinute de patru roţi de rulare, care circulă pe o cale de rulare executată din şină de c.f. fixată pe o fundaţie de beton. De acest cărucior este fixat suportul pentru ţevi, executat din profile sudate. În suport se prind prin înşurubare elementele de formare a golurilor (ţevilor).

Prinderea suportului de cărucior se face prin şuruburi, ceea ce permite schimbarea cu uşurinţă a elementelor de formare, în funcţie de dimensiunile golurilor şi gama fîşiilor ce se execută. Ţevile sînt prinse în suport în mod articulat, iar cu ajutorul unui dispozitiv li se imprimă, atît în timpul introducerii, cît şi în timpul scoaterii, o mişcare de rotaţie necesară ruperii adeziunii betonului.

Poziţia corectă a ţevilor se realizează cu ajutorul unui cap de ghidare fixat într-o fundaţie de beton, executat din profile metalice sudate, pe care se montează o serie de role profilate, care susţin şi ghidează ţevile. Lîngă dispozitivul de ghidare se află instalaţia se spălat ţevi, care foloseşte apă.

Fig. 3

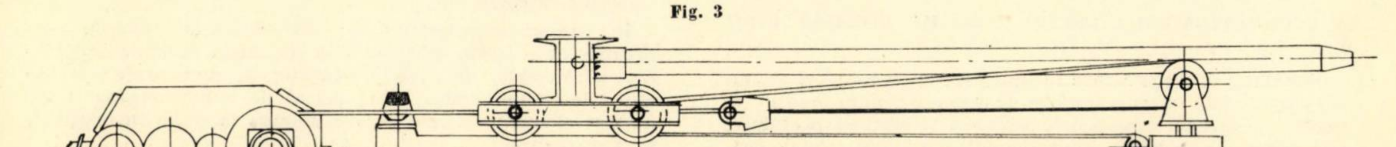


Tabela 1

Durata ciclului de formare

Operațiile de formare	Durata operației în minute				
	Inst. I.P.E.C.		Instal. I.P.I.M.P.C.	Instal. I.A.U.P.S.	Instal Sov. SM 503–V
	Proiectat	Realizat			
1. Așezarea fundului pe masa vibrantă	2,5	1,5	1,0	2,5	1,0
2. Introducerea miezurilor	2,0	2,0	1,5	1,5	2,0
3. Distribuirea betonului în tipar	3,0	2,0	2,0	2,0	3,0
4. Vibrarea betonului	3,0	2,5	2,5	2,5	3,0
5. Completare beton	1,0	1,0	0,5	0,5	1,0
6. Așezarea plăcii de suprasarcină	—	—	0,5	0,5	1,5
7. Vibrarea din nou a betonului	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
8. Ridicarea plăcii de suprasarcină	—	—	0,5	0,5	1,5
9. Finisarea manuală	3,0	2,0	—	—	—
10. Decofrarea	2,0	2,0	1,5	1,5	2,0
11. Ridicarea fundului cu piesa	2,5	2,0	1,0	2,5	1,0
TOTAL	20,0	16,0	12,0	15,0	17,0

2. ELEMENTELE PENTRU FORMAREA FÎȘIILOR CU GOLURI

Pentru formarea fîșiilor cu goluri se folosesc fundurile metalice (fig. 4) încălzitoare sau neîncălzitoare confecționate din profile metalice și tablă.

În cazul folosirii fundurilor metalice încălzitoare, acestea sînt prevăzute la capete cu racorduri pentru admisia aburului și evacuarea condensului.

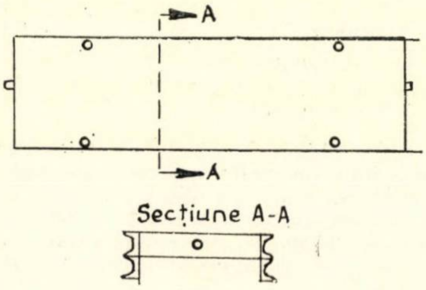


Fig. 4

După așezarea fundului pe cadrul superior al mesei vibrante se așază lateralele metalice longitudinale și de capăt. Lateralele longitudinale, avînd cîte două urechi, sînt prinse articulat prin intermediul unor cilindri pneumatici cu tije de cadrul inferior al mesei vibrante, putînd executa o mișcare de rabotare.

Lateralele de capăt (frontalele) au prevăzut numărul de goluri necesare trecerii țevilor și sînt acționate tot de niște cilindri pneumatici, executînd o mișcare de dus-întors paralelă cu fața superioară a mesei. Prin acționarea cilindrilor, lateralele longitudinale și de capăt se închid presînd ușor fundul formînd și conturul închis al tiparului în care se toarnă fîșia cu goluri.

Pentru executarea fîșiilor cu înălțimi diferite este necesară schimbarea lateralelor, operație ce se face cu ușurință prin scoaterea unor bolțari ce asigură legătura dintre laterale și tija cilindrului.

3. FUNCȚIONAREA INSTALAȚIEI DE FORMAT FÎȘII

Instalația este prevăzută să funcționeze cu comenzi manuale centralizate în două pupitre de comandă, unul montat pe portal, de la care se comandă pornirea și oprirea portalului și a benzii, și al doilea pupitru montat pe linia tehnologică, de la care se comandă pornirea și oprirea mesei vibrante, pornirea și oprirea troliului pentru introdus și extras țevi, acționarea cilindrilor pneumatici de închidere și deschidere a lateralelor, acționarea instalației de spălat țevi.

Fundul metalic curățat și uns este adus cu ajutorul podului rulant și așezat pe masa vibrantă. Se așază pe acest fund carcasele de armătură a fîșiilor cu goluri.

Apoi de la pupitrul de comandă nr. 2 se acționează cilindrii pneumatici pentru așezarea lateralelor și a capetelor pe fundul fîșiei. În acest fel se realizează conturul închis al tiparului.

Se acționează apoi troliul pentru introdus elementele de formare a golurilor (țevile). Concomitent cu introducerea țevilor se pune în funcțiune și instalația de spălat țevi, astfel că țevile ajung în tipar spălate.

Betonul se aduce cu un conteiner montat pe un electrocar de unde cu ajutorul podului rulant se descarcă în buncărul de primire al portalului de turnare.

Se pune apoi în funcțiune de la pupitrul nr. 1 portalul de turnare. În timpul deplasării de dus se realizează turnarea primului strat de beton. Concomitent se pornește și masa vibrantă pentru compactarea primului strat. Se continuă apoi în cursa de întoarcere turnarea următorului strat și vibrarea lui. Operațiile se repetă pînă la completa umplere a tiparului.

După umplere se face finisarea manuală a suprafeței.

La instalația executată nu s-a prevăzut placă de suprasarcină. S-a constatat prin experimentările făcute că, punînd la suprafața tiparului o placă de suprasarcină, se realizează îmbunătățirea compactării zonei superioare și se elimină finisarea normală. De aceea la noile instalații proiectate și care se vor executa, s-a prevăzut o placă de suprasarcină vibrantă.

După finisarea suprafeței se pune în funcțiune troliul pentru extragerea țevilor, apoi se acționează asupra cilindrilor pneumatici și se face decofrarea lateralelor și a capetelor pe crud.

Fundurile cu fîșiile astfel turnate se deplasează cu ajutorul podului rulant la tratamentul termic (în cuve sau în stive).

Fundurile au fost astfel proiectate, încît permit realizarea a două fîșii de 0,60 m lățime sau trei de 0,40 m lățime, indiferent lungimea, care se poate modifica reglînd tijele pistoanelor.

După tratamentul termic, fîșiile se ridică cu podul rulant de pe funduri, sînt transportate în stive, iar fundul trece la curățat și uns și reintră în circuitul procesului tehnologic.

Instalația realizată poate prezenta un grad mare de universalitate. Prin renunțarea la echipamentul de format goluri se pot folosi, pentru turnarea elementelor prefabricate, pane, chesoane, spalieri etc.

În timpul experimentărilor cu instalația prototip s-au manifestat și unele defecțiuni, în special la urechile de prindere a lateralelor de tijele pistoanelor, la elementele vibrante etc., defecțiuni cauzate în special de subdimensionări ale acestor elemente și care se vor elimina la noile instalații ce se vor realiza.

De asemenea, la decofrarea lateralelor metalice se produceau șocuri cauzate de aerul comprimat. Prin crearea unor perne elastice din cauciuc pe fundul cilindrilor, șocul a fost diminuat.

Indicii tehnico-economici ai instalaţiei

— Formaţia de lucru pentru întreg ciclul (turnare-decofrare) — 6 muncitori

— Tactul de lucru — 20 minute

— Volumul de producţie la tactul considerat 13,44 m³/ /schimb ; 40,32 m³/zi ; 10 500 m³/an ; 70 000 m²/an

— Consum manoperă 4,9 ore/m³ = 20,60 lei/m³.

Ciclul (total) de formare a unui fund (2 buc fişii) defalcat pe operaţii la instalaţia realizată la I.P.E.C., comparativ cu ciclurile proiectate la alte instalaţii, se prezintă conform tabelei 1.

Din tabela 1 se constată că la instalaţia I.P.E.C. se mai poate încă reduce ciclul.

În tabela 2 se arată comparaţia între performanţele tehnice ale instalaţiei proiectate comparativ cu vechea tehnologie la I.P.E.C. şi cu tehnologia de la alte fabrici unde funcţionează o instalaţie similară.

Tabela 2

	Linia I.P.E.C.			Linia I.P. Turda 1964	Linia I.P. Roman	Linia I.P. Craiova
	Cu instal, nouă 2 buc.	Situaţia veche				
		1964	Sem. I. 1965			
Producţie m³	21 000	13 150	5 950	—	10 000	23 000
m²	140 000	97 310	44 500	—	80 000	175 000
Consum manoperă ore/m³	4,9	5,4	5,84	7,72	15,60	13,7
la întreg ciclul lei/m³	20,60	26,90	23,80	29,15	—	—

Întrucît în viitor se prevede ca linia tehnologică I.P.E.C. să aibă două asemenea instalaţii, în tabela 2, comparaţia se face la întreaga linie, capacitatea de producţie fiind calculată în metri cubi beton, inclusiv golurile, luînd fişia medie cu h = 14 cm şi l = 3,6 m.

În tabela 3 se dau caracteristicile tehnice principale ale instalaţiei executate la I.P.E.C. şi ale altor instalaţii proiectate în ţară şi străinătate.

Tabela 3

	Instal. I.P.E.C.	Instal. proiect I.P.I.M.P.C.	Instal. proiect I.A.U.P.S.	Instal. Sov. SM 503—4
Frecvenţa oscilaţiilor	2 920	2 920	4 200	2 920
Amplitudinea	0,42	0,42	0,42	0,40
Viteza tragere m/s	0,130	0,156	0,156	0,133
Putere instal. total	33,3	49,5	37,3	61,5
Dimens. de gabarit a maşinii	17 300	17 000	16 950	19 170
Greutate totală kg	18 700	16 500	24 300	24 100
Durata ciclului de formare — minute	20	12	15	17
Capacitatea producţiei m³/an pentru fîşii :				
h = 14	10 500	17 400	13 900	14 400
h = 19	21 400	28 500	—	—
h = 22	—	—	—	20 000

Din tabele se constată că parametrii obţinuţi cu instalaţia proiectată şi executată la I.P.E.C. sînt superiori celor mai bune linii tehnologice de fîşii cu goluri executate pînă în prezent în ţară. De asemenea, parametrii se apropie mult de parametrii celor mai bune instalaţii proiectate pînă în prezent.

Perfecţionarea instalaţiei proiectate şi extinderea ei la unităţile ce execută elemente prefabricate vor contribui la creşterea cantitativă şi calitativă a sortimentului deosebit de solicitat — fîşiile cu goluri.

RECENZII

Wayne C. Teng

FOUNDATION DESIGN

Calculul fundaţiilor şi zidurilor de sprijin

Paris, Editura Eyrolles, 1966

De curînd a apărut în editura Eyrolles, lucrarea „Foundation Design" a d-lui Wayne C. Teng în traducerea lui Jean-Michel Dupas „Calcul des fondations et de murs de soutenement".

Cartea „Calculul fundaţiilor şi zidurilor de sprijin" se adresează în general inginerilor, care se preocupă de problema fundaţiilor, şi studenţilor din învăţămîntul superior din ramura construcţiilor

Volumul conţine 550 pagini şi cuprinde trei părţi :

Partea I — Principii generale.
Partea II — Fundaţii.
Partea III — Lucrări de sprijinire.

În prima parte se face o trecere în revistă a cunoştinţelor generale în mecanica pămînturilor, tratîndu-se proprietăţile fizico-mecanice, metode de prospecţiuni, capacitatea portantă, tasări, împingerea pămîntului.

În capitolul 1 denumit *„Pămînturi, roci şi apă"* sînt date definiţiile principalelor noţiuni folosite în geotehnica şi proprietăţile fizico-mecanice ale pămînturilor.

Problemele sînt tratate practic fără considerente teoretice, folosindu-se o serie de formule utilizate în laboratoarele americane de specialitate sau recomandate de geotehnicienii cunoscuţi, în special din vest.

Capitolul 2 „Recunoaşterea pămînturilor" cuprinde întocmirea şi realizarea programului de cercetare, descrierea metodelor de executare a sondajelor şi de prelevare a probelor. De asemenea sînt cuprinse procedeele şi aparatura, insistîndu-se asupra încercărilor de penetrare statică şi dinamică şi în special asupra încercării de penetrare standard. Se descrie carotierul cu pereţi subţiri (tub Shelby) şi schematic aparatul de determinare a rezistenţei la tăiere „in situ" (scisometrul). Metodele de recunoaştere şi de încercare „in situ" şi în laborator sînt sintetizate în patru tablouri sinoptice în care sînt înscise metodele normate prin ASTM şi AASHO şi cele recomandate de autor. De asemenea, în acest capitol sînt reproduse fotografii şi schiţe cu privire la sondaje, tablouri de corespondenţă între gradul de îndesare a nisipurilor şi rezistenţa la penetrare standard precum şi între rezistenţa la tăiere a pămînturilor coezive faţă de rezistenţa la penetrare standard.

În capitolul 3 „Sarcini, capacitate portantă, tasare" se descriu sarcinile care acţionează fundaţiile, inclusiv cele datorite cutremurelor de pămînt, pentru care se dau formulele recomandate de „Uniform Building Code".

Pentru capacitatea portantă se dau formulele *Terzaghi* şi *Meyerhof* pentru fundaţii continue, pătrate şi circulare ca şi cele ale lui *Brinch Hausen*.

Capitolul „tasare" este tratat sumar, indicîndu-se utilizarea formulelor lui Terzaghi pentru calculul tasării şi al timpului de consolidare.

În capitolul 4 „Presiuni laterale" se tratează împingerea activă şi pasivă a pămîntului cu descrierea sumară a teoriei lui *Rankine* şi *Coulomb*.

Menţionăm tratarea în acest capitol a influenţei pe care o au supracompactarea, variaţia presiunii apei, supraîncărcarea etc., asupra împingerii pămîntului.

Se mai expun în acest capitol probleme legate de presiunea gheţurilor, a cutremurelor de pămînt, a valurilor şi cele datorită umflării pămîntului.

Ultimul capitol al acestei părţi, *capitolul 5 „Drenaje şi etanşeităţi"*, tratează pe scurt metodele de epuismente clasice, de drenare şi izolare a fundaţiilor.

Partea a doua „Fundaţii" cuprinde cinci capitole în care sînt expuse problemele de fundaţii. Se analizează fundaţiile continue, fundaţiile sub ziduri, fundaţiile izolate, fundaţiile continue sub stîlpi, radiare, fundaţii pe piloţi şi chesoane.

Expunerea este clară şi metodică cuprinzînd la fiecare tip de fundaţie subcapitole din care rezultă domeniul de aplicare, alcătuirea, adîncimea de fundare, calculul etc.

Capitolele cuprind numeroase date practice, diafragme de calcul şi tabele numerice. De asemenea această parte cuprinde o serie de exemple de calcul bine alese, care constituie un sprijin preţios pentru proiectanţi.

În general, această parte cuprinde procedee curente, fără a se indica metode speciale sau care nu au intrat în practica proiectanţilor sau executanţilor. La calculul fundaţiilor continue sub stîlpi şi la calculul radierilor se descriu pe lîngă metodele practice curente şi metoda diferenţelor finite.

În capitolul 6 se expun problemele legate de fundaţiile izolate şi de fundaţiile sub ziduri. Sînt precizate domeniile de aplicare, alcătuirea şi adîncimea de fundare.

Se arată modul cum se determină la aceste fundaţii capacitatea portantă pentru pămînturi argiloase (în raport de importanţa lucrării), pămînturi necoezive şi loessuri.

Într-un subcapitol se tratează calculul presiunilor în straturile inferioare de pămînt, iar în altul calculul tasării (tasarea instantanee, tasarea de consolidare, tasarea datorită consolidării secundare Skempton şi Bjerrum).

Calculul fundaţiilor izolate şi sub ziduri de face în ipoteza distribuţiei liniare a presiunilor pe talpă. Autorul dă o serie de metode practice şi abace pentru calculul presiunii maxime în cazul unor fundaţii de forme oarecare şi pentru cele dreptunghiulare la care sarcina se aplică cu excentricităţi mari. De asemenea se dau formule, tablouri şi abace pentru calculul la sarcini înclinate şi pentru fundaţii plasate pe taluzuri.

La acest capitol se dă un exemplu de calcul pentru capacitate portantă, tasare şi dimensionare ale unei fundaţii izolate.

Capitolul 7 este consacrat problemelor legate de fundaţiile cu tirant, fundaţiile continue cu stîlpi şi de radieri.

După stabilirea domeniului de aplicare şi a modului general de alcătuire se prezintă metodele de calcul şi se dă o serie de exemple numerice pentru fiecare tip de fundaţie.

Pentru fundaţiile continue sub stîlpi se descriu următoarele metode de calcul :

— grinda rigidă ;

— o metodă bazată pe teoria lui Winkler (Hetenyi) ;

— metoda aproximaţiilor succesive după Popov ;

— metoda diferenţelor finite după Malter ;

iar pentru calculul radierilor :

— radier rigid ;

— metoda diferenţelor finite.

Pentru radieri circulari se dau formule pentru calculul momentelor încovoietoare şi al forţelor tăietoare în diferite ipoteze de solicitare (*Beyer*).

Capitolul 8, Fundaţii pe piloţi, cuprinde în prima parte domeniul de utilizare, tipurile piloţilor, clasificări după material (lemn, beton, metal), după modul de confecţionare (prefabricaţi, turnaţi direct în operă), după modul de folosire a cămăşii metalice. Se descriu schematic o serie de tipuri de piloţi (*Raymond, Western, Armco, Franki* etc.)

Caracteristicile generale şi de utilizare ale piloţilor sînt date într-un tablou sinoptic.

Pentru stabilirea capacităţii portante a piloţilor, capitolul cuprinde un tablou pentru eforturi admisibile în diferite tipuri de piloţi după prescripţiile americane.

Pentru capacitatea portantă dedusă din rezistenţa pămîntului se dau formule statice pentru piloţi rezistenţi pe vîrf şi piloţi flotanţi în diferite terenuri (necoezive, argiloase, prăfoase, loessoide).

De asemenea, se dau formule dinamice.

Pentru stabilirea capacităţii portante prin încărcări de probă autorul recomandă cartea ASTM Procedures Book.

În prezentul volum se semnalează o serie de principii şi recomandări cu privire la metodologia de încercare şi la modul cum se stabileşte capacitatea portantă pe baza rezultatelor încercării (Uniform Building Code).

Pentru calculul eforturilor în piloţi se descriu o serie de metode printre care *Culmann* şi *Hremicov* care se expun detaliat.

Pentru executarea fundaţiilor pe piloţi, autorul expune metodele şi echipamentul necesar baterii piloţilor. Se reproduc fotografii şi schiţe pentru sonete Diesel, berbeci cu simplu şi dublu efect etc.

Un capitol separat (*capitolul 9*) tratează problemele legate de piloţi foraţi care sînt de fapt piloţi turnaţi direct în operă cu anumite particularităţi (diametrul minim de 60 cm, se execută în axul elevaţiei respective lucrînd la compresiune, forme speciale ale capătului pilotului etc.).

Se descriu piloţi „Gon" şi „Chicago" care se execută manual. De asemenea se descrie procedeul *Benoto* şi o serie de utilaje de forat. Capitolul este însoţit de fotografii şi schiţe precum şi de exemple de calcul.

Ultimul capitol al părţii a doua tratează problema chesoanelor.

După ce se arată domeniul de utilizare se descriu chesoanele deschise, cu aer compact şi chesoanele flotante. Se prezintă succint calculul enumerîndu-se sarcinile care acţionează. Pentru capacitatea portantă se dau două formule (pămînturi coezive şi necoezive) bazate pe încercarea de penetrare standard.

Grosimea dopului de beton este determinată pentru chesoane circulare, respectiv dreptunghiulare, cu ajutorul a două formule bazate pe teoria elasticităţii.

Autorul tratează în continuare construcţia chesoanelor şi descrie procedeul insulei artificiale.

Pentru chesoane cu aer comprimat se prezintă o descriere sumară a părţilor componente şi a procedeelor de execuţie.

În ultima parte *„Lucrări de sprijinire"* se expun zidurile de sprijin (cap. 11), pereţii de palplanşe (cap. 12), sprijinirea gropilor de fundaţii (cap. 13) şi batardourile celulare (cap. 14).

Împingerea pămînturilor este calculată pe baza teoriei lui Coulomb pentru zidurile de greutate şi pe baza teoriei lui *Rankine* pentru cele profilate. Se dau diagrame de calcul pentru zidurile de sprijin sub 6 m înălţime (AREA). De asemenea sînt date calculele de rezistenţă şi stabilitate a zidurilor de sprijin. Se dau detalii asupra metodei suedeze de calcul al stabilităţii generale a zidurilor de sprijin. Se descriu diferite tipuri de ziduri de sprijin monolite şi prefabricate, precum şi măsurile constructive necesare menţinerii caracteristicilor geotehnice de calcul ale pămîntului din spatele zidului.

În capitolul *„pereţi de palplanşe"* se arată domeniul de aplicare, tipurile de palplanşe folosite şi calculul unor pereţi încastraţi în teren coeziv şi în teren necoeziv.

Calculul se face atît în ipoteza rigidităţii, cît şi a elasticităţii peretelui de palplanşe (*Rowe*) ; acest capitol este completat cu dispozitive constructive atît pentru peretele de palplanşe, cît şi pentru ancoraje.

Sprijinirea gropilor de fundaţie cuprinde calculul pentru diferite feluri de pămînturi (coezive, necoezive, stratificate) şi dispoziţii constructive.

În capitolul *„Batardouri celulare"* sînt descrise atît alcătuirea cît şi modul de calcul. Un subcapitol tratează teoria lui Brinch Hausen asupra stabilităţii batardourilor celulare.

În această parte a cărţii, la fiecare capitol se dau exemple de calcul.

La sfîrşitul volumului se găseşte un apendice cuprinzînd clasificarea pămînturilor (clasificarea unificată) — Corps of Engineers — USA — clasificarea Highway Reasearch Board sau AASHO, clasificarea pedologică şi clasificare după originea geologică.

În general, „Foundation Design" de Wayne C. Teng este o carte foarte bună, care poate fi consultată în mod util atît de studenţii institutelor de construcţii, cît şi de inginerii constructori din proiectare şi execuţie.

Semnalăm totuşi unele capitole care lipsesc din cartea recenzată :

— fundaţii încastrate. ;

— fundaţii pe coloane ;

— fundaţii de maşini.

Ing. V. Roşianu

V. M. Nikireev, V. L. Sadurski

PRAKTICESKIE METODÎ RASCIOTA OBOLOCEK

Metode practice pentru calculul plăcilor curbe subţiri

Moscova, Ed. de stat pentru literatura de construcţii, 1966

Teoria matematică a plăcilor curbe subţiri a cunoscut o mare dezvoltare, dar prin cunoştinţele superioare şi complexitatea calculelor pe care le necesită este greu de aplicat în proiectare. În decursul anilor, s-a resimţit nevoia găsirii unor simplificări şi aproximaţii, care să facă *practică* aplicarea teoriei. Această nevoie, semnalată de numeroşi autori, a dus la organizarea a două simpozioane internaţionale I.A.S.S., organizate primul la Bruxelles, în 1961, iar al doilea la Budapesta, în 1965.

Pe baza unei largi documentaţii existente, cît şi a propriilor lor lucrări, autorii au căutat să adune într-o carte de proporţii convenabile o sumă de soluţii practice pentru problemele întîlnite mai frecvent în proiecterea plăcilor curbe subţiri.

Cartea cuprinde opt capitole grupate în două părţi : plăci subţiri de rotaţie şi prismatice + plăci subţiri pleoştite.

Capitolul întîi cuprinde calculul plăcilor subţiri de rotaţie încărcate simetric. În teoria fără momente, se dau formule pentru cilindri, trunchiul de con şi calota sferică.

Teoria încovoierii este dezvoltată pentru rezervorul cilindric, în soluţia exactă, şi cupola sferică, în soluţia aproximativă a lui Geckeler. Se dau coeficienţi de influenţă şi apoi se studiază conlucrarea plăcilor curbe subţiri de rotaţie, cazuri întîlnite frecvent la rezervoare şi castele de apă.

Capitolul al doilea tratează plăcile subţiri prismatice de acoperiş. După prezentarea ipotezelor de calcul, se caută soluţia cu ajutorul seriilor trigonometrice.

În capitolul al treilea se pleacă de la ecuaţiile generale ale plăcilor subţiri pleoştite,exprimate atît în metoda mixtă, cît şi în metoda deformaţiilor. Termenul $D\nabla^4 w$ caracterizînd existenţa încovoierii, grupat împreună cu termenul reprezentînd încărcarea exterioară, constituie o încărcare fictivă, pentru care se poate aplica teoria fără momente. De aici se deduc mai multe posibilităţi de tratare aproximativă a problemei, semnalată de autori.

Capitolul al patrulea tratează despre suprafeţele avînd curbura totală pozitivă. În ipoteza de placă pleoştită, cazul curburilor k_1 şi k_2 diferite corespunde paraboloidului eliptic. Pentru diferite cazuri de rezemare a panoului izolat, se determină eforturile şi deplasările în teoria fără momente şi se aduc corecţiile datorite perturbaţiilor marginale.

În capitolul al 5-lea sînt studiate plăcile cu dublă curbură pozitivă continue, cu 3 × 3 şi 5 × 5 cîmpuri, sub acţiunea încărcărilor verticale.

Capitolul al 6-lea abordează problema plăcilor cu dublă curbură negativă şi cu margini curbe (paraboloidul hiperbolic în şa). Rezultatele sînt obţinute din cele relative la paraboloidul eliptic, în baza analogiei ecuaţiilor celor două tipuri de suprafeţe.

Capitolul al 7-lea (şi ultimul) tratează paraboloidul hiperbolic cu margini drepte. Pentru ipoteza încastrării perfecte pe contur, se caută o soluţie bazată pe serii trigonometrice ortogonale.

Lucrarea este ilustrată prin foarte multe diagrame şi aplicaţii, ceea ce o face de deosebit interes pentru specialiştii în probleme teoretice şi practice de plăci curbe subţiri.

Dr. ing. Mircea Soare

DOCUMENTARE

IDENTIFICAREA ŞI CONTROLUL INCLUZIUNILOR SOLIDE DIN STICLĂ

Identificarea şi stabilirea provenienţei incluziunilor solide din sticlă prezintă un interes deosebit pentru industria geamurilor deoarece, cunoscînd provenienţa incluziunilor, se poate acţiona imediat asupra cauzelor care generează aceste defecte.

În acest mod se evită faza de tatonări succesive, a căror rezultat se vede numai în timp, avînd în vedere inerţia mare a cuptorului de topire.

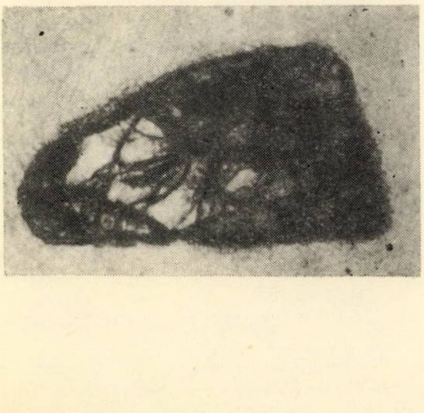
Sursele principale ale incluziunilor solide din sticlă rezidă în : calitatea amestecului, materialul refractar din cuptor şi fenomenul de devitrificare.

Incluziunile provenite din amestec se împart în două categorii :

— particulele solide netopite din amestec, respectiv din materiile prime constituente ale amestecului ;

— impurităţile din materiile prime.

Fig. 1



Cuarţul (SiO_2), care constituie componentul principal al sticlelor comerciale, reprezintă, poate, incluziunea cea mai frecventă provenită din materiile prime.

Cuarţul are proprietăţi optice bine definite şi poate fi deosebit de feldspat şi de cordierit care au proprietăţi optice asemănătoare şi pot apărea în sticlă sub formă de incluziuni.

Incluziunea solidă prezentată în figura 1 conţine grăunţi de cuarţ netopit, din amestec şi este mărită de 100 de ori.

La lumină polarizată, cuarţul are o culoare galben pai spre alb. Dacă grăunţele de cuarţ ar avea o grosime mai mare de 0,002 la 0,003 mm ar lua o culoare oranj-roşu pînă la roz-albastru, culoarea spectrală crescînd cu grosimea cristalului din cauza schimbării în difracţia razei luminoase. Periferia incluziunii din figura 1 prezintă o alterare sub formă de cristobalit acicular. Suprafaţa gri închis reprezintă faza sticloasă ce înconjoară incluziunea.

Se menţionează, de asemenea, o sferă întunecată în centru care este o bulă de gaz inclusă în sticlă.

Tipul de incluziune solidă, prezentată în figura 1, poate fi generat de o granulometrie necorespunzătoare a nisipului şi de o durată de topire a amestecului prea scurtă.

Un defect similar, a cărui origine se situează tot în amestec, este prezentat în figura 2, unde se vede o sticlă neomogenă cu un grăunte de feldspat în miez.

Feldspatul şi cuarţul se prezintă în mod asemănător cînd sînt observate fără ajutorul unui microscop petrografic. Cu ajutorul lui însă se pot stabili proprietăţile optice ale incluziunilor studiate care sînt net diferite.

Cuarţul cristalizează în sistemul hexagonal, iar feldspatul în sistemul monoclinic sau triclinic şi fiecare sistem are proprietăţile sale optice bine definite.

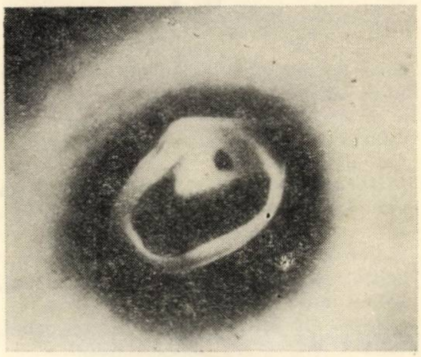


Fig. 2

Defectul prezentat în figura 2 a luat naştere în sticlă, ca şi în cazul precedent datorită unei granulometrii necorespunzătoare a feldspatului şi a unui timp de topire prea scurt.

În figurile 3 şi 4 sînt arătate particule de caolin sau argilă ($Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$) care impurifică nisipul sau celelalte materii prime ce intră în compoziţia sticlei.

În figura 3 este prezentat un miez de argilă cu mulit şi margine alterată de nefelin.

Figura 4 indică o alterare mai avansată a argilei avînd mai mult mulit şi nefelin

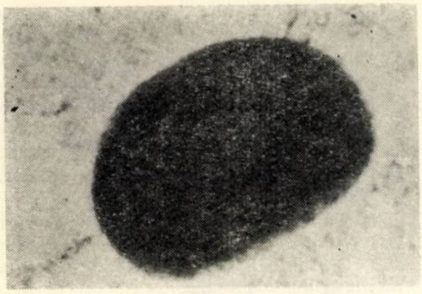


Fig. 3

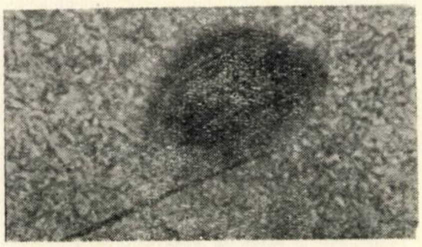


Fig. 4

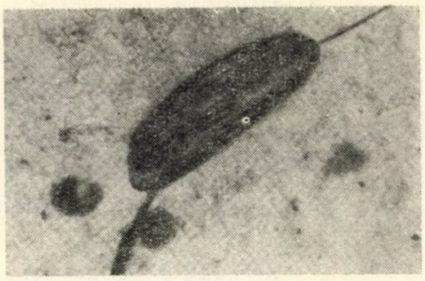


Fig. 5

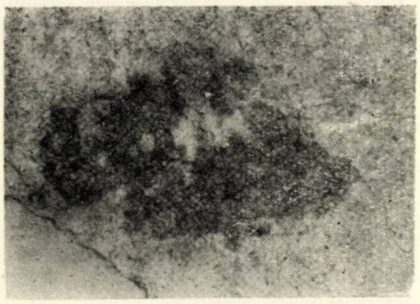


Fig. 6

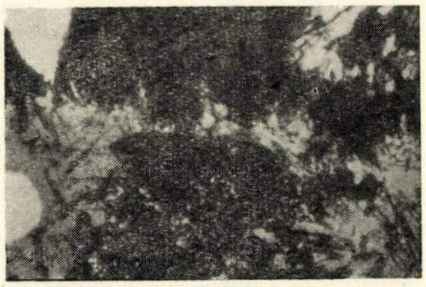


Fig. 7

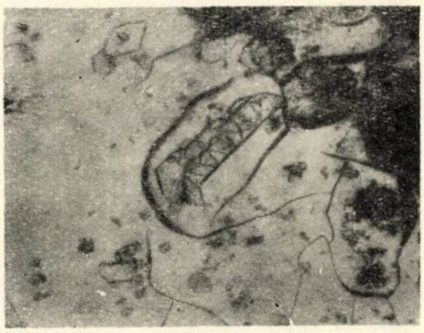


Fig. 8

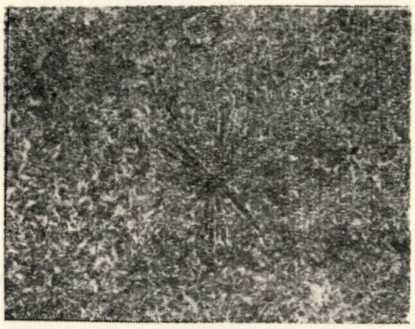


Fig. 9

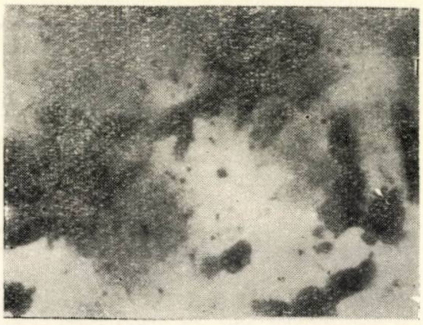


Fig. 10

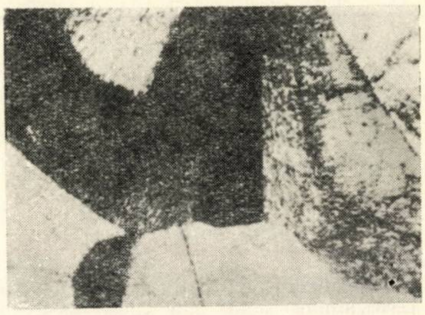


Fig. 11

ceea ce denotă o expunere mai avansată în timp şi la temperatură mai ridicată. Acest tip de defect poate fi uşor confundat cu o particulă de material refractar alumo-silicios.

Totuşi uniformitatea dimensiunii incluziunii şi apariţia lor frecventă a permis să se stabilească că provenienţa lor rezidă în amestec. În figura 5 este prezentată o impuritate de corund înglobată într-o masă de sticlă.

Lipsa de alterare a incluziunii denotă natura refractară a corundului.

Din exemplele menţionate mai sus, care reprezintă cele mai frecvente incluziuni solide cu provenienţa în amestec, rezultă importanţa deosebită care trebuie acordată calităţii materiilor prime din industria sticlei, respectiv a menţinerii constante şi corespunzătoare a granulometriei şi purităţii lor.

Incluziunile provenite din materialul refractar se pot încadra în 3 grupe şi anume :

— cu provenienţa în mortarul de suprastructură ;

— cu provenienţa în refractarele de suprastructură sau refractarele care nu intră în contact cu sticla ;

— cu provenienţa în refractarele de contact cu sticla sau produsele lor de cristalizare secundară în contact cu sticla. Un anumit procentaj al acestor incluziuni este rezultatul coroziunii şi eroziunii dintre sticle şi refractare.

Avînd în vedere că majoritatea industriilor de sticlă şi geamuri utilizează refractare alumo-silicioase şi zircono-alumo-silicioase, defectele pe care acestea le generează în sticlă sînt, în general, cunoscute.

Exemplele descrise mai jos sînt întrucîtva diferite de tipurile clasice şi ca atare prezintă mai mult interes.

În figura 6 se văd „grăunţi de mortar de cuarţ" alterat proveniţi din bolta cuptorului.

Grăunţii de cuarţ ar putea fi uşor confundaţi cu grăunţii de nisip din materiile prime. Totuşi lipsa alteraţiei în tridimit sau cristobalit ca şi apariţia minoră a soluţiei indică că sursa defectului nu este amestecul.

O analiză spectografică a acestei incluziuni a indicat prezenţa calciului, care era prezent în mortarul utilizat în această instalaţie, dar lipsea din amestec confirmînd în acest fel provenienţa incluziunii.

Incluziunea refractară din figura 7 cuprinde alfa alumina primară şi secundară, cîteva fragmente mici de caolinit şi un strat brun de reacţie care este cauzat de vecinătatea unui amestec sodă-calcar.

Provenienţa acestei incluziuni este un material alumo-silicios amplasat deasupra nivelului sticlei. Produsele de alterare dau informaţii preţioase asupra provenienţei incluziunilor solide. Astfel incluziunile refractare de contact cu sticla ar trebui să conţină nefelin şi mulit în sticlă calco-sodică.

În figura 8 se pot observa cristale hexagonale de corund ca produse de alterare din refractare alumo-silicioase în sticlă borosilicică.

Aceste refractare erau amplasate, de asemenea, deasupra nivelului sticlei.

Eliminarea acestui tip de defecte din sticlă se poate realiza lucrînd la temperaturi mai joase sau înlocuind materialul refractar uzat din cuptor.

Defectele de devitrificare apar atunci cînd sticla este supusă la condiţii favorabile de cristalizare, datorită abaterilor locale de la compoziţia sau temperatura normală de lucru.

Figura 9 prezintă forme comune de devitrit ($Na_2O\,.\,3\,CaO \cdot 6\,SiO_2$) care se observă în mod curent la devitrificarea sticlelor calco-sodice.

În figura 9 se poate observa o formă aciculară de devitrit, iar în figura 10 un tip „pană".

Aceste forme de devitrit se observă în general la suprafaţa sau aproape de suprafaţa sticlei.

În figura 11 se prezintă o devitrificare superficială în cristobalit, la o sticlă borosilicioasă. Acest defect a fost cauzat de o modificare a compoziţiei prin pierderea componenţilor volatili.

După cum rezultă din cele de mai sus mineralogia optică dă posibilitatea definirii structurii cristaline a incluziunilor din sticlă, aceasta reflectînd la rîndul ei condiţiile fizico-chimice de formare a cristalelor.

În acest mod se poate stabili sursa defectelor din sticlă şi acţiona direct asupra cauzelor care le generează.

(The Gass Industry, S.U.A. iulie 1966)

STUDII ASUPRA PROPRIETĂŢILOR CIMENTULUI FLUIDIZAT

La măcinarea cimenturilor superioare, cu suprafeţe specifice mari, se folosesc din ce în ce mai mult adaosuri tensoactive, care intensifică procesul de măcinare, mărind atît capacitatea morilor, cît şi fluiditatea cimentului produs, datorită unei mai bune dispersii a particulelor celor mai fine.

Pînă la un anumit punct, acest din urmă efect este favorabil, deoarece:

— transportul cimentului se face mai uşor, cu viteză mai mare, scurtîndu-se timpul de umplere a silozurilor, conteinerelor şi cisternelor;

— se poate asigura cu uşurinţă golirea completă a silozurilor, conteinerelor şi cisternelor, evitîndu-se amestecarea diferitelor sortimente, depozitate sau transportate succesiv.

Creşterea fluidităţii cimentului are şi unele dezavantaje, ca, de exemplu:

— intensificarea degajărilor de praf, ceea ce creează probleme dificile de etanşare;

— creşterea cantităţii de aer introdus în saci o dată cu cimentul, aer care trebuie evacuat, astfel că se lungeşte durata de încărcare cu material a sacilor.

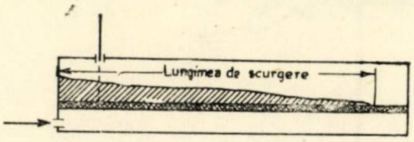


Fig. 13. Secţiune în lungul rigolei pneumatice

Pentru a se putea măsura fluiditatea cimentului s-a construit instalaţia cu rigolă pneumatică cu pînză din figura 12. O anumită cantitate din materialul studiat se introduce în compartimentul de alimentare *h*, după ce, în prealabil, i s-au determinat fineţea şi umiditatea.

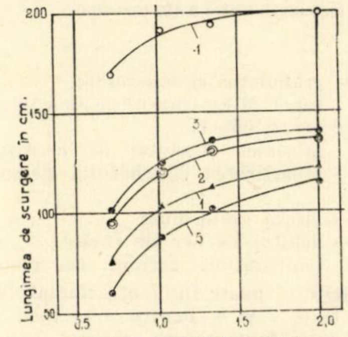


Fig. 14. Influenţa diferitelor adaosuri tensoactive asupra lungimii de scurgere a cimentului în rigola pneumatică de laborator

1 — fără adaosuri; 2 — cu 0,05% etanolomină; 3 — cu 0,10% etilenglicol; 4 — cu 0,1% propilenglicol: 5 — cu 0,1% cărbune

Debitul de aer insuflat de ventilatorul *a* se reglează cu ajutorul ventilului *b* la valoarea dorită. Se deschide şibărul compartimentului de alimentare şi materialul fluidizat se scurge în interiorul rigolei pneumatice *i*, aşa cum se vede în schiţa din figura 13. Gradul de fluiditate al materialului se caracterizează prin lungimea de scurgere în rigolă, arătată în figura 13.

La fiecare determinare se măsoară şi presiunea statică în jgheabul inferior al rigolei pneumatice. O creştere anormală a acestei presiuni arată că pînza s-a îmbîcsit.

Factorii care influenţează fluiditatea materialului sînt: debitul specific de aer, temperatura cimentului şi natura adaosurilor utilizate la măcinare. Influenţa acestor factori este ilustrată de diagramele din figurile 14 şi 15.

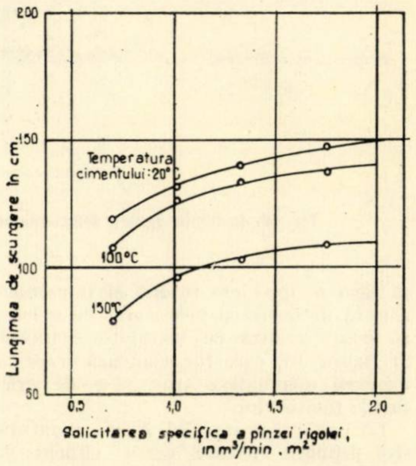
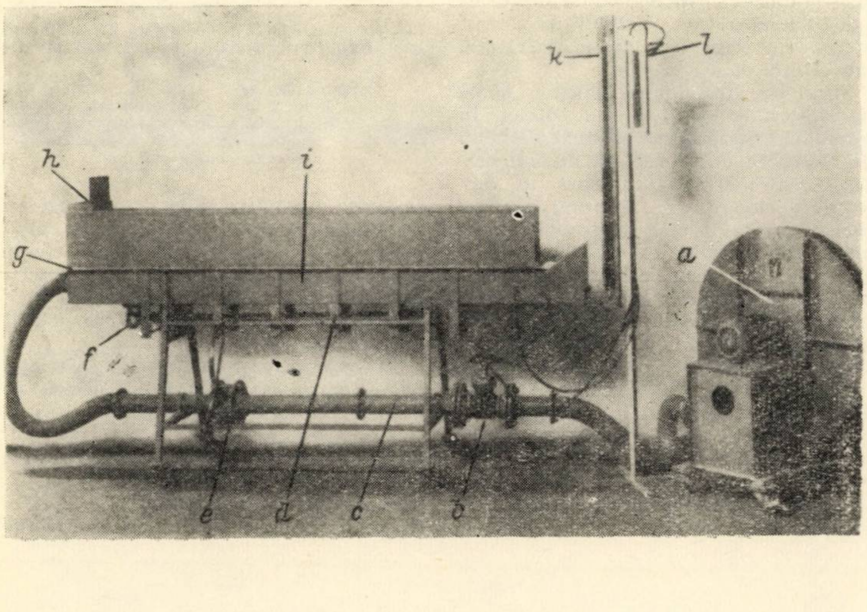


Fig. 15

Rigola utilizată pentru aceste cercetări are o lăţime de 200 mm şi o lungime de 2 000 mm. Prin încercări preliminare s-a stabilit că se obţin rezultate reproductibile cînd se lucrează cu un debit specific de aer cuprins între 0,7 şi 2,0 m³/min, pe m² de pînză. Dacă debitul de aer este mai mic decît limita inferioară indicată mai sus, materialul se aşază după unghiul taluzului său natural, iar dacă debitul depăşeşte limita superioară, lungimea de scurgere nu mai este influenţată sensibil.

(Zement, Kalk, Gips, nr. 4, aprilie, 1967)

Fig. 12. Instalaţia de laborator pentru studiul fluidităţii materialelor pulverulente



NOI DISPOZITIVE PENTRU CONTROLUL PROCESULUI TEHNOLOGIC ÎN RĂCITOARELE GRĂTAR

Greutatea litrică a clincherului şi temperatura aerului secundar sînt doi parametri funcţionali importanţi ai instalaţiilor de ardere a clincherului. Determinarea ambilor parametri şi reglarea automată a celui de al doilea se pot face cu uşurinţă, în caz că se folosesc, pentru răcirea clincherului, răcitoarele grătar.

Greutatea litrică a clincherului dă o indicaţie aproximativă asupra densităţii granulelor acestuia şi deci asupra funcţionării cuptorului, indicaţie cu atît mai importantă, cu cît funcţionarea cuptorului este mai puţin stabilă. Determinarea continuă a greutăţii litrice a clincherului, care permite cocătorului

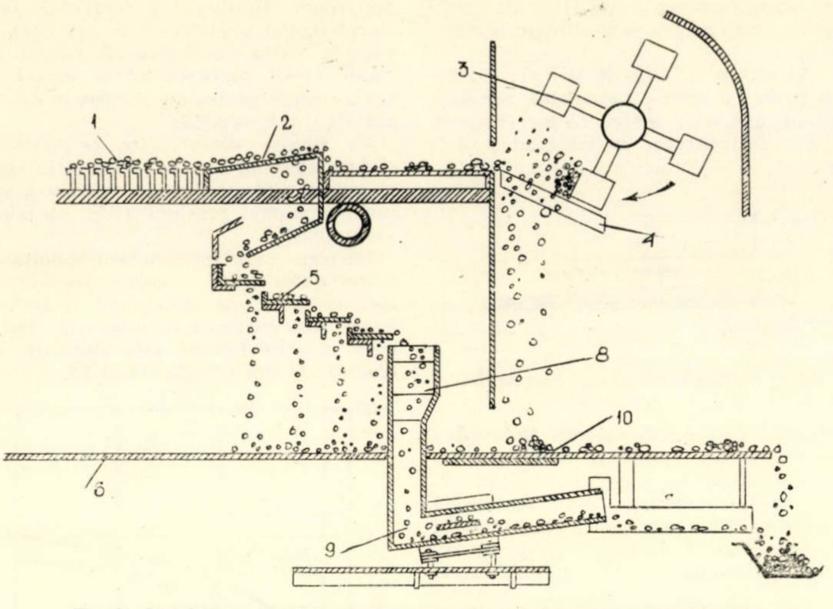


Fig. 16. Instalaţie pentru determinarea continuă a greutăţii litrice a clincherului

să facă o apreciere rapidă şi temeinică asupra desfăşurării procesului de ardere, se poate realiza cu instalaţia schiţată în figura 16, care funcţionează datorită mişcării alternative transmise de grătarul răcitorului.

La capătul grătarului *1* este montată sita primară *2*, care cerne clincherul. Granulele, care trec de sita *2*, ajung în concasorul *3* şi trec prin grătarul *4*. Granulele care trec prin sita *2* cad pe sita secundară în treapta *5*, fracţiunile mărunte adunîndu-se pe jgheabul *6* de sub camera *7* a răcitorului, iar cele mai mari decît ochiurile sitei *5*, în pîlnia colectoare *8*. În felul acesta, se separă o anumită clasă granulometrică. Aceasta trece prin camera de măsurare *9*, prevăzută pe o parte cu o sursă *10* de radiaţii gamma şi pe partea opusă cu un receptor şi un redresor. Camera de măsurare are, în partea dinspre sursa de radiaţii, un compartiment, în care se menţine constant spaţiul dintre granulele de clincher, ceea ce permite să se determine greutatea litrică.

Impulsurile sînt transmise printr-un amplificator la aparatele indicatoare şi înregistratoare.

Temperatura aerului secundar depinde de următorii factori :

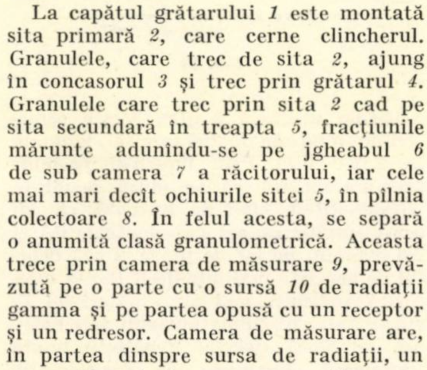
1 — debitul de clincher ;
2 — temperatura clincherului la intrarea în răcitor ;
3 — granulaţia clincherului ;
4 — raportul de transmisie de căldură dintre aer şi clincher ;
5 — grosimea stratului de clincher ;
6 — repartizarea clincherului pe grătar ;
7 — viteza grătarului ;
8 — debitul de aer de răcire ;
9 — temperatura aerului de răcire.

Răcitorul poate influenţa numai factorii 5, 6, 7 şi 8. Pentru a se menţine constantă temperatura aerului secundar, trebuie modificate în mod corespunzător grosimea stratului de clincher, viteza grătarului şi debitul de aer de răcire, respectiv presiunea acestuia în camera de sub grătar. Repartizarea clincherului pe grătar trebuie să fie cît mai constantă. Aceşti factori pot fi reglaţi fie direct, în funcţie de temperatura aerului secundar, fie indirect, în funcţie de o altă mărime.

În locul temperaturii aerului secundar, care este greu de măsurat, se utilizează ca mărimi de intrare, în instalaţia de reglare automată, grosimea stratului de clincher sau temperatura plăcilor grătarului, care reprezintă destul de exact temperatura aerului secundar. Mărimea reglată este viteza grătarului sau debitul de aer de răcire.

Grosimea stratului de clincher poate fi măsurată indirect sau direct. În primul caz, se măsoară presiunea aerului de răcire, în prima cameră de sub grătar. Această presiune variază în acelaşi sens cu grosimea stratului de clincher de pe grătar, cînd toţi ceilalţi parametri funcţionali rămîn constanţi, şi este utilizată pentru reglarea grosimii stratului de clincher, prin variaţia vitezei grătarului. Acest principiu, pe care se bazează sistemul de automatizare Fuller, are dezavantajul că mişcarea continuă a materialului reduce sensibilitatea măsurătorilor. De asemenea se produc variaţii ale temperaturii aerului secundar şi din cauza modificărilor granulaţiei clincherului, care determină schimbări ale permeabilităţii stratului de material de pe grătar.

Fig. 17. Instalaţie de măsurare directă a grosimii stratului de clincher



În figura 17 este schiţată o instalaţie de măsurare directă a grosimii stratului de clincher. O sursă *1* de radiaţii gamma emite un fascicul, care este slăbit în partea de jos, care străbate stratul de clincher. Contorul Geiger-Müller *2* are celule receptoare eşalonate pe verticală. Se vede că vor fi influenţate de radiaţii cu atît mai multe celule, cu cît stratul de material va fi mai subţire. Contorul transmite impulsuri amplificatorului *3* şi de aci la aparatul înregistrator *4*, care trasează diagrama variaţiei în funcţie de timp a grosimii stratului de clincher. Un dispozitiv de reglare *5* urmăreşte abaterile acestui parametru de la valoarea prescrisă şi comandă variaţia corespunzătoare a vitezei grătarului. Această instalaţie elimină deficienţele metodei de reglare Fuller, arătate mai sus, dar are dezavantajul că necesită aparatură suplimentară, din cauza metodei de măsurare cu radiaţii gamma.

Temperatura plăcilor grătarului poate fi utilizată de asemenea ca mărime de intrare în instalaţiile de automatizare, care menţin constantă grosimea stratului de clincher şi deci temperatura aerului secundar, deoarece se poate admite că, în caz că stratul de clincher rămîne constant, căderea de temperatură între suprafaţa sa superioară şi cea inferioară este de asemenea constantă. Temperatura plăcilor grătarului va trebui să fie de asemenea constantă şi în caz că se vor constata variaţii ale acestei mărimi, se va modifica în mod corespunzător debitul de aer de răcire. În felul acesta se realizează şi protecţia plăcilor de grătar din prima cameră a răcitorului, care se ard, în caz că nu sînt suficient răcite.

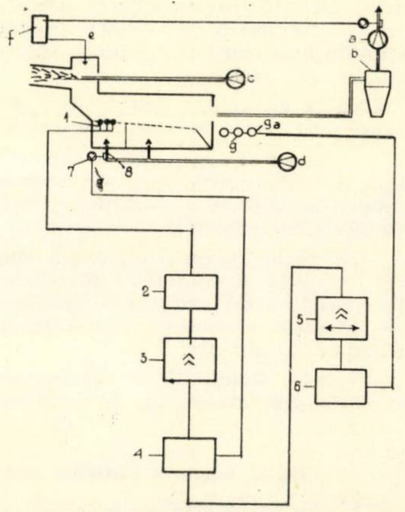


Fig. 18. Instalaţie de automatizare a funcţionării unui răcitor prin reglarea temperaturii plăcilor grătarului

a — ventilator de aer în exces ; *b* — ciclon ; *c* — ventilator de aer primar ; *d* — ventilator de răcire ; *e* — manometru, indicînd presiunea în cazul cuptorului ; *f* — instalaţie de reglare a presiunii din capul cuptorului

În figura 18 este schiţată o instalaţie de automatizare, care funcţionează pe baza principiului arătat mai sus. Termoelementele *1* măsoară temperatura grătarului şi transmit tensiunea respectivă, prin intermediul milivoltmetrului *2*, elementului de comparaţie *3*. Acesta transmite impulsuri corespunzătoare elementului de comandă *4*. Comenzile sînt transmise servomotorului *7* al clapetei *8* de reglare a debitului de aer de răcire. Instalația descrisă prezintă avantajul unei rapide restabiliri și influențări a temperaturii grătarului și a temperaturii aerului secundar. În cazul unei solicitări bruște, viteza grătarului se mărește cu ajutorul unui element de reglare *5* cu contacte de limită. Acesta acționează, prin intermediul elementului de comandă *6*, asupra servomotorului *7*, care acționează dispozitivul de variație a vitezei motorului *9* al grătarului. Dacă solicitarea este foarte mică și s-ar închide în mod corespunzător clapeta *8*, nu s-ar mai insufla în cuptor o cantitate suficientă de aer secundar, astfel că aceeași buclă de reglare comandă reducerea vitezei grătarului. În domeniul dintre contactele de limită instalația lucrează cu o viteză constantă, prestabilită, a grătarului. Dacă se ivesc solicitări neobișnuite de durată mare, instalația funcționează în afara domeniului dintre contactele de limită, variind viteza grătarului. Cînd se atinge o limită superioară, respectiv inferioară, a acesteia, se dă un semnal optic și acustic cu ajutorul unor contacte de fire de cursă.

Se mai dau în articol o serie de detalii în legătură cu construcția termoelementelor și cu instalația de automatizare tip Claudius Peters, cunoscute în fabricile de ciment din R.S.R., astfel că nu se mai insistă asupra lor.

(Zement, Kalk, Gips, nr. 4, aprilie, 1967)

HALDE DE OMOGENIZARE A MATERIILOR PRIME

Procedeul haldelor de amestecare este utilizat de mai multă vreme pentru omogenizarea minereurilor și a cărbunilor, primele instalații de acest fel fiind construite în S.U.A.

În cursul ultimilor ani acest procedeu a fost introdus cu rezultate foarte bune și în industria cimentului, unde se punea problema omogenizării unor cantități mari de materii prime.

În anul 1959 Riverside Cement Co. din Oro Grande, S.U.A. a construit instalația cu halde de omogenizare a materiilor prime pentru ciment (fig. 19 și 20).

Rezultatele obținute cu această instalație au făcut ca acest procedeu să se extindă în America.

În Europa primele instalații de acest fel au fost construite în anul 1962 la Ciments Lafarge la Val d'Azergues — Franța. De atunci acest procedeu s-a extins în Franța, Spania, Italia etc.

Răspîndirea rapidă a haldelor de omogenizare la procedeul uscat de fabricare a cimentului se explică prin următoarele :

Pînă acum 10—15 ani fabricile de ciment se construiau în imediata apropiere a surselor de materii prime cu un calcar de calitate corespunzătoare și constantă, cu un conținut ridicat de $CaCO_3$ — — de 98— 99%.

În ultimii ani, de cînd se construiesc unități producătoare de ciment de capacități foarte mari, nu se poate anvisaja amplasarea lor decît în apropierea unor centre importante de consum. Aceasta

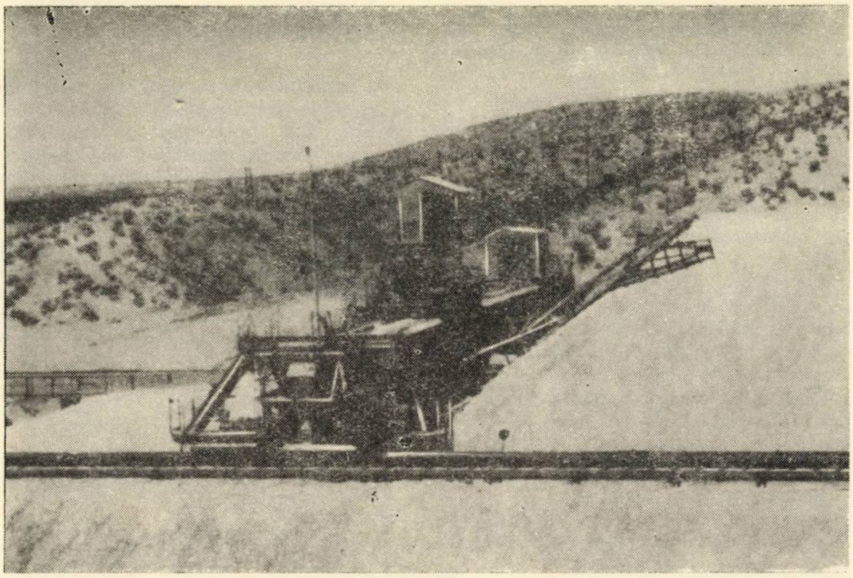


Fig. 19

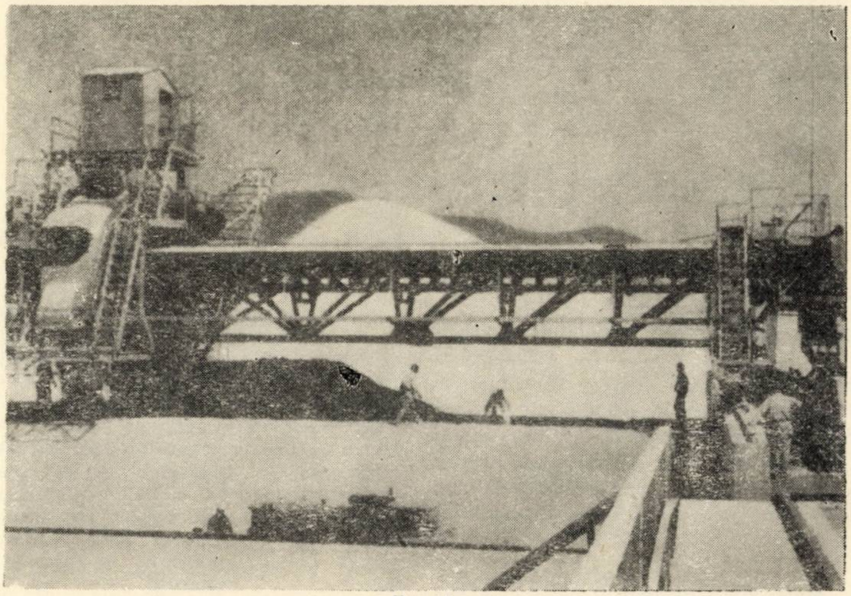
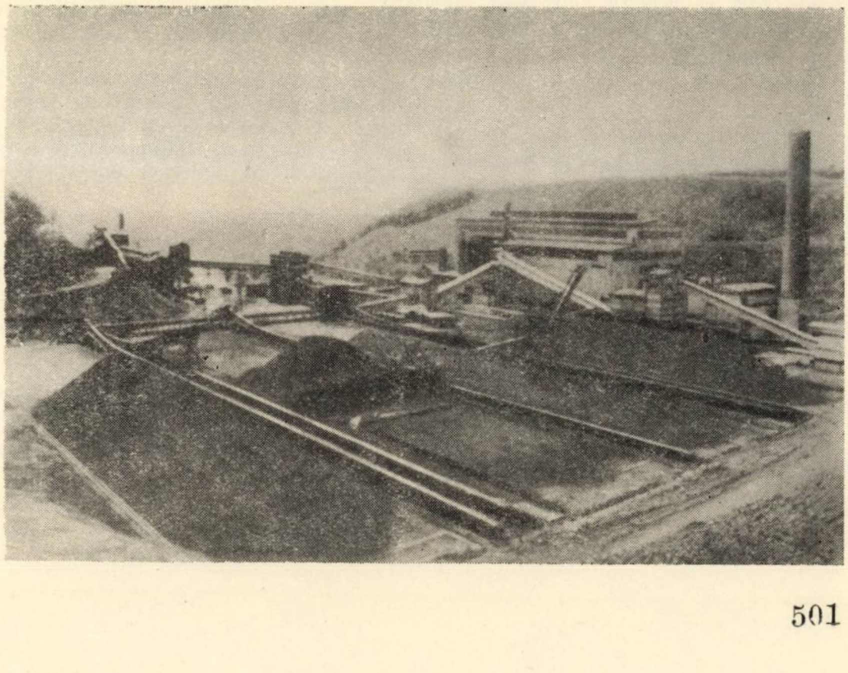


Fig. 20

Fig. 21



presupune, în general, folosirea unor materii prime mai puțin ideale din punct de vedere al purității și constanței compoziției. De exemplu, instalația nouă de fabricație a cimentului din apropiere de Grenoble utilizează un calcar al cărui conținut în CaCo$_3$ variază între 66 și 86%.

În aceste cazuri este implicită obligația de a compensa variațiile de compoziție ale materiilor prime prin instalații de omogenizare.

În principiu, omogenizarea în halde se realizează prin împrăștierea materialelor pe suprafață, în straturi subțiri succesive, preluarea materialului făcîndu-se pe verticală (fig. 21).

Pentru împrăștierea materialelor se pot utiliza sisteme de benzi transportoare iar pentru preluarea lor pe înălțime, elinde, excavatoare cu cupe etc.

Instalațiile de omogenizare în haldă, construite în ultima vreme, sînt dimensionate pentru o capacitate corespunzătoare unui necesar de materii prime de cel puțin cinci zile. Astfel în ipoteza unei fabricații de ciment cu o capacitate de 1 200 t clincher/zi, care corespunde la un consum de materii prime de circa 1 900 t /zi, sînt necesare două halde de omogenizare cu o capacitate de cîte 10 000 t, dintre care una în umplere și una în consum.

Din compararea datelor tehnico-economice a instalațiilor de omogenizare în halde și în silozuri rezultă următoarele :

Costurile de investiții și de întreținere sînt sensibil mai mici la instalațiile de omogenizare în haldă.

În ceea ce privește eficacitatea instalației, respectiv gradul de omogenizare realizat, se poate afirma că rezultatele obținute în haldele de omogenizare sînt comparabile cu cele obținute în cele mai bune instalații de omogenizare în silozuri.

Astfel, se poate cita o instalație care utilizează o materie primă cu un conținut mediu de CaCO$_3$ de 76% cu variații de ± 10%.

După omogenizarea în halde, variația de compoziție se reduce la ± 1%, iar după uscare și măcinare aceasta mai scade pînă la ± 0,3%. În acest mod cuptoarele pot fi alimentate direct cu făina rezultată, fără ca să mai fie necesară o omogenizare suplimentară a făinii brute.

Alt avantaj al haldelor de omogenizare rezidă în faptul că timpul de realizare a unui lot omogenizat fiind de minimum cinci zile, luarea probelor, efectuarea analizelor, transmiterea directivelor la carieră se pot face într-un timp normal, pe cînd la sistemul în buncăre toate aceste operațiuni efectuîndu-se în cîteva ore sînt mai susceptibile de greșeli.

Instalațiile de omogenizare în halde se construiesc în America în aer liber.

În Europa, tendința generală este de a le construi acoperite, în special dacă sînt amplasate în regiuni mai bogate în precipitații.

(Zement, Kalk, Gips, nr. 7/1966)

CERCETĂRI CU ANALIZORUL GRANULOMETRIC HOLDERBANK

Granulația materialelor fin măcinate se poate determina cu ajutorul următoarelor metode, în prezent de uz curent :

— pentru dimensiunile ce depășesc 40 μ, prin cernere folosind site standardizate ;

— pentru dimensiunile situate între 40 și 15 μ, prin cernere pe sita de precizie, într-un ciur cu jet de aer, cum este de exemplu cel de tip Alpine ;

— pentru dimensiunile cuprinse între 60 și 1 μ, prin sedimentare, cu pipeta Andreasen.

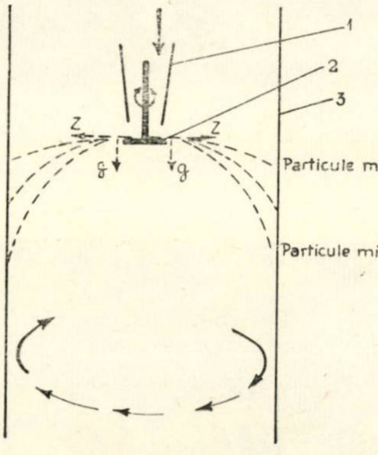


Fig. 22. Principiul de funcționare a analizorului granulometric Holderbank

Determinările prin sedimentare, care se fac mai ales în domeniul particulelor de mare finețe (sub 40 μ), dau rezultate mulțumitoare, dar sînt foarte laborioase.

De aceea, în ultimii ani s-au realizat cîteva analizoare granulometrice, cu ajutorul cărora se determină ușor compoziția granulometrică a fracțiunilor fine, reducîndu-se durata acestor experimentări. Astfel, separatorul centrifugal tip Bohea poate fi utilizat în domeniul 30—2 μ, iar separatorul Alpine 60 An, în domeniul 45-12 μ. Ambele separatoare funcționează după procedeul uscat, de separare în curent de aer. Limita de separare poate fi reglată în trepte, prin reglarea debitului de aer, respectiv a vitezei aerului.

Analizorul granulometric pus la punct de centrul tehnic Holderbank funcționează în domeniul 40—2 μ și permite să se determine compoziția granulară a unei mici probe de material, într-o singură trecere, deci într-un timp relativ scurt. Recent s-au făcut cercetări cu acest separator, pentru a se stabili reproductibilitatea rezultatelor și pentru compararea lor cu cele obținute prin sedimentare.

Principiul de funcționare al aparatului este arătat schematic în figura 22. Materialul care trebuie analizat intră prin tubul de alimentare 1 prevăzut cu capul de distribuție 2, care se rotește în jurul axei sale. Particulele sînt împrăștiate în interiorul coloanei de separare 3, la pereții cărora ajung clasate pe verticală, fiind captate, pe fracțiuni, de un sistem de cupe inelare. W. Wieland a stabilit că densitatea particulelor nu are o influență sensibilă asupra separării și deci asupra schimbării limitei de separare. Este important ca materialul introdus în coloana de separare să nu conțină aglomerări de particule și să fie bine împrăștiat. O distribuție egală și o împrăștiere corespunzătoare pot fi asigurate atunci cînd turația capului de distribuție depășește 15 000 rot/min.

Condițiile cele mai bune de funcționare s-au realizat cu următoarele valori ale parametrilor principali :

— turația capului de distribuție 30 000 rot/min.

— cantitatea de material 2 g

— debitul 0,2 ÷ 0,3 g/min.

Materialul s-a introdus în pîlnia de alimentare a aparatului cu ajutorul unui alimentator vibrator. Prin reglarea amplitudinii acestuia s-a putut asigura o alimentare practic constantă a separatorului.

S-au făcut cercetări cu cimenturi Pz 275 și Pz 475, din care s-au extras fracțiunile cu dimensiuni sub 40 μ, prin cernere pe sita 0,04 DIN 4188. Acestea s-au studiat comparativ, cu analizorul granulometric și prin sedimentare.

Pentru a se putea aprecia împrăștierea rezultatelor s-a determinat abaterea standard. Cea mai mare nesiguranță s-a găsit pentru dimensiunile de 28 μ. În domeniul 28—2 μ s-au găsit abateri standard foarte bune, de cca ± 0,1%. Ele sînt constante în tot domeniul fracțiunilor fine, pentru cimentul Pz 275, în timp ce, în cazul cimentului Pz 475, abaterea standard crește o dată cu scăderea dimensiunii granulelor. Trebuie menționat că în cazul determinărilor granulometrice prin sedimentare, abaterile standard sînt cuprinse între 0,5% și 2%, constatîndu-se de asemenea împrăștieri mai mari ale rezultatelor la cimentul Pz 475 decît la cimentul Pz 275.

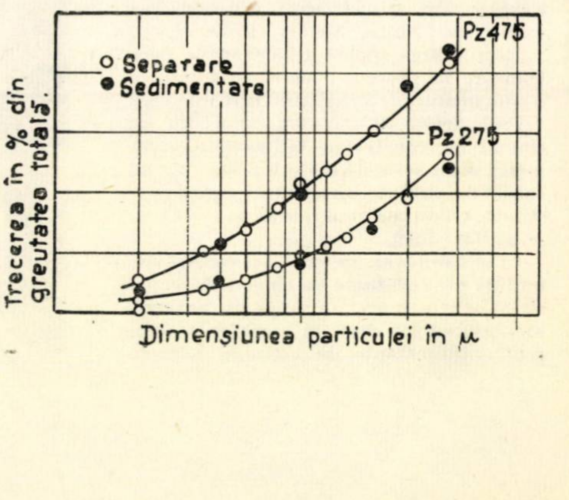


Fig. 23. Comparație între rezultatele separării și sedimentării

Figura 23 ilustrează buna concordanţă a rezultatelor medii obţinute prin cele două metode de cercetare.

Durata totală a unei analize granulometrice a fost de şapte ore, cînd s-a lucrat cu analizorul granulometric, faţă de 11,5 ore, cînd determinările s-au făcut prin sedimentare.

(Zement, Kalk, Gips, nr. 4, aprilie, 1967).

INDUSTRIALIZAREA CONSTRUCŢIILOR DE LOCUINŢE INDIVIDUALE

În urma anchetelor întreprinse în Franţa, s-a ajuns la concluzia că majoritatea locuitorilor optează pentru locuinţe individuale confortabile şi, desigur, la un preţ redus. Pentru rezolvarea acestui ultim deziderat, un birou de studii din Metz a realizat un prototip de casă individuală construită din piese mari prefabricate.

Principiul de bază al procedeului constă în a crea „volume de locuit" în formă de U (fig. 24) cu module de 3,90 m între ziduri (13 module de 0,30 m), conţinînd planşeul inferior şi două ziduri paralele. Aceste elemente juxtapuse după cerinţele planului, decalînd axa lor de 90°, sînt acoperite cu dale de acoperiş.

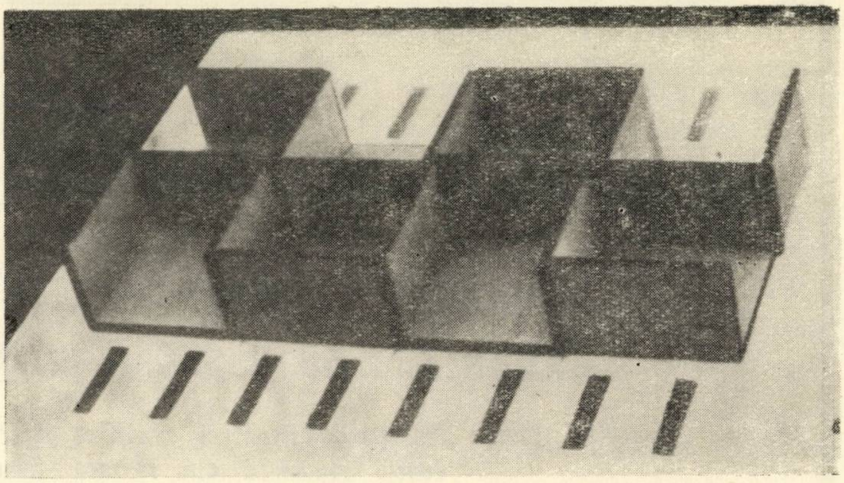


Fig. 24

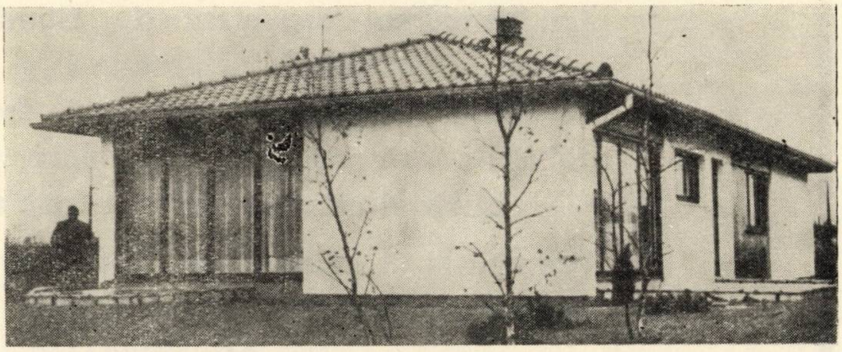


Fig. 25

Închiderea volumului astfel creat este terminată cu ajutorul panourilor de faţadă realizate din lemn, beton etc.

Astfel, arhitectul poate compune liber planul său, orientînd şi montînd elementele după nevoie.

De asemenea, există o libertate totală a tratării faţadelor, care pot fi realizate cu toate materialele la alegere. În consecinţă numai „interiorul" volumului este prefabricat. Această soluţie evită monotonia.

Fabricarea este simplificată prin numărul restrîns de elemente-tip necesare construirii unei case :

— Grinzile de fundaţie sînt de un singur tip ; ele sînt plasate după o tramă pătrată cu latura de 3,90 m rezemînd direct pe fundaţii izolate (în cazul existenţei sub clădire a unor goluri pentru instalaţii) sau pe stîlpi de beton armat (cînd este vorba de o casă cu pivniţă). Grinzile se înlocuiesc prin tălpi de beton dacă sub clădiri nu sînt prevăzute goluri.

— Zidurile interioare şi planşeele inferioare sînt din beton cu agregate de rîu. Dala care formează planşeul este groasă de 16 cm (11 cm beton şi 5 cm izolaţie termică). Partea inferioară a zidurilor este echipată cu rotule de centrare care permit un montaj uşor al elementelor. Faţa văzută a elementelor este finisată de la scoaterea din cofraj şi trebuie aplicată numai zugrăveala, iar instalaţiile electrice sînt încorporate în timpul turnării.

— Dala superioară de 12 cm grosime este realizată în acelaşi mod.

— Zidurile exterioare sînt din beton uşor cu agregate de argilă expandată, care-i conferă o greutate relativ redusă şi un bun coeficient de izolaţie termică. Etanşeitatea la aer şi la apă este asigurată printr-un sistem corespunzător de realizare a rosturilor. Şi aici faţa văzută a zidurilor poate rămîne aşa cum apare la decofrare.

Deoarece sistemul a ieşit din faza de studiu şi a fost realizat prototipul, această casă industrializată pare să prezinte avantaje reale în domeniul preţului de cost, care se situează între 500 şi 550 franci pe metrul pătrat, pentru un tip de locuinţă cu un confort satisfăcător (fig. 25).

(Bâtir, nr. 155, martie 1967)

REZULTATELE CONCURSULUI ÎN PROIECTARE ORGANIZAT DE C. S. C. A. S. ÎN ANUL 1967

cu tema: „Soluţii de structuri specifice pentru fabricile cu producţie sezonieră din ramura industriei alimentare".

La concursul organizat de Comitetul de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare, cu tema „Soluţii de structuri specifice pentru fabricile cu producţie sezonieră din ramura industriei alimentare" au fost acordate:

Premiul III în valoare de 12000 lei şi o menţiune în valoare de 6000 lei proiectelor prezentate de colectivul:

Autori : ing. AGENT RADU
ing. VOLOVITS FRANCISC
Coautori: arh. VOLOVITS URSULA

Menţiune în valoare de 5000 lei
Autor : ing. GERT KESSLER

Lucrările prezentate la concurs, potrivit regulamentului, au fost expuse public în sala din Bulev. Magheru nr. 32-34 între 15-25 septembrie a. c. Proiectele cărora le-au fost acordate premii şi menţiuni vor fi puse la dispoziţia Institutului de Proiectări al Industriei Alimentare, spre a fi folosite la stabilirea soluţiilor proiectelor de investiţii din acest domeniu.

EXCAVATOR UNIVERSAL NOBAS tip UB 80

Puternicul excavator universal din categoria excavatoarelor cu cupa de 1 m³

Poate fi utilizat ca: excavator cu cupă dreaptă și inversă, draglină, macara sau graifăr. Este acționat prin motor Diesel cu răcire cu aer, avînd o putere de vîrf de 135 CP (DIN). Sistemul de comenzi cu aer comprimat permite o funcționare liniștită și rațională. Utilizarea unor noi tipuri de angrenaje brevetate asigură o transmitere elastică a forțelor motoare.

MASCHINEN•EXPORT

DEUTSCHER INNEN-UND AUSSENHANDEL
Maschinen-Export
108 BERLIN
Mohrenstrasse 61
Republica Democrată Germană

Publicom

FABRICA DE GEAMURI SCĂENI
RAION ŞI REGIUNE PLOIEŞTI
Telefon: 1-18-32, PLOIEŞTI

Livrează din stoc, fără repartiţie,
pe bază de comandă

- Vată brută
- Confecţii rogojini rabitz de 3 cm
- Confecţii rogojini rabitz de 5 cm
- Confecţii carton de 3 cm
- Confecţii carton de 5 cm
- Confecţii saltele

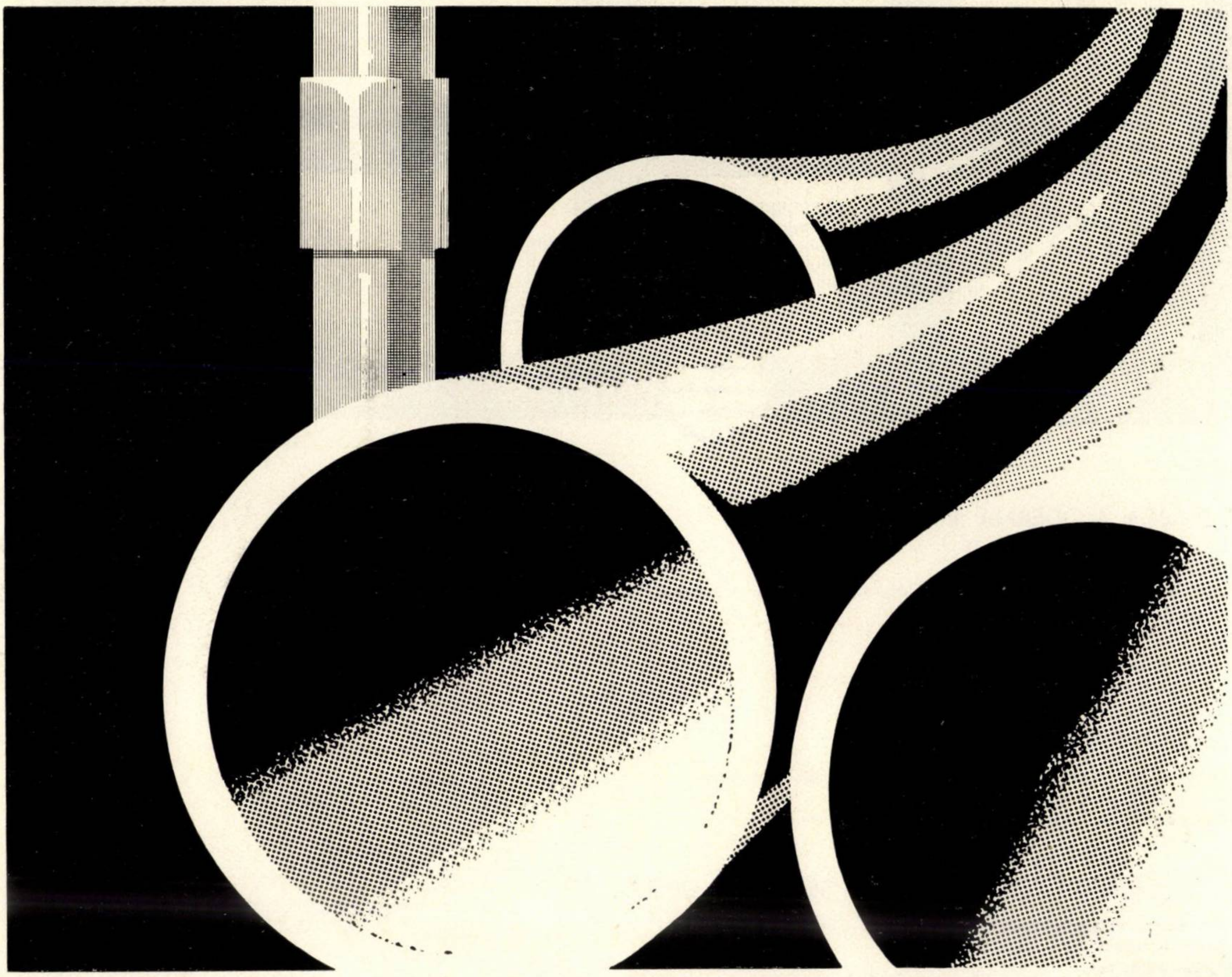
HOECHST LIVREAZĂ : ®HOSTALEN

Încă din anul 1957 Uzinele Hoechst au fabricat un tip special de polietilen de înaltă densitate pentru confecționarea tuburilor. De atunci tuburile din Hostalen au dat rezultate satisfăcătoare în cazuri de condiții nefavorabile de sol și de extreme climaterice.

Tuburile de presiune din Hostalen, cu dimensiuni nominale mici, sînt flexibile datorită cărui fapt ele pot ocoli obstacole naturale, ca de exemplu stîncile.

Datorită faptului că pot fi ușor transportate lungimi mari de tuburi, se folosesc cît mai puține năzi. Tuburile din Hostalen pot fi sudate în mod simplu, după sistemul de sudură cu elemente de încălzire. Tuburi de diametre mai mici pot fi unite cu fitinguri.

Din Hostalen se fabrică și tuburi de canalizare extrudate fără nadă, cu diametru exterior pînă la 1200 mm.



RO 34

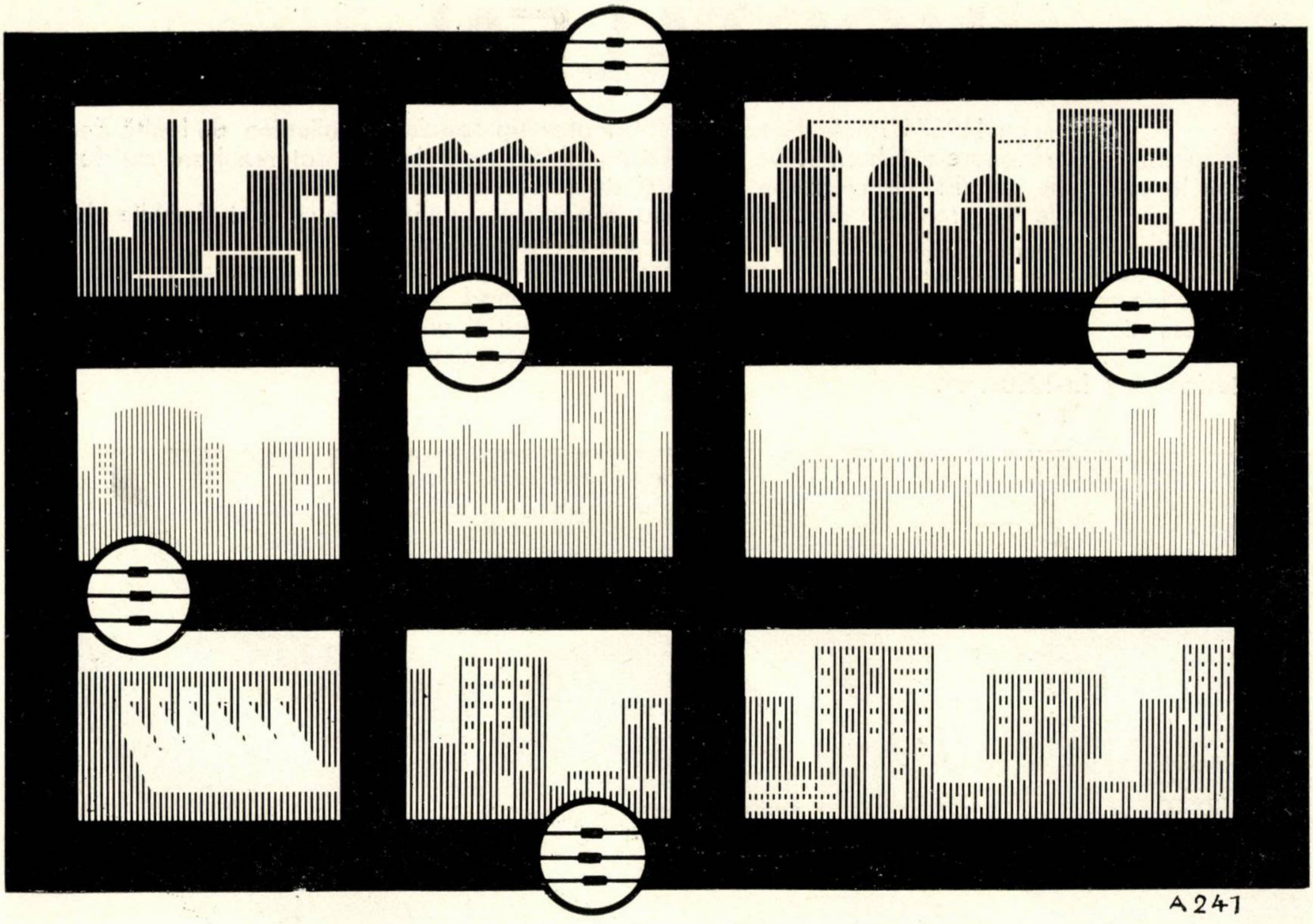
HOECHST

Societatea anonimă a Uzinelor de culori Hoechst AG este una din industriile chimice mari din lume. În afară de societățile afiliate Kalle AG, Knapsack AG, Behringwerke AG și industriile chimice Albert mai aparțin de industriile noastre: Societatea Messer Griesheim GmbH, Societatea Friedrich Uhde GmbH și alte companii din țară și din străinătate.

Programul de livrare cuprinde toate domeniile chimiei moderne: materii colorante, pigmenți, tenside, materiale auxiliare pentru industria textilă, eteri de celuloză, produse intermediare, medicamente, chimicale fine pentru farmaceutică, seruri, vaccinuri, materii prime pentru industria lacurilor, solvenți, materii chimice, organice și anorganice, ceruri, produse glicolice, fibre chimice, materiale sintetice, îngrășăminte, mijloace pentru protecția plantelor, folii, aparate și produse pentru tehnica reproducerii, mașini, aparate și unelte pentru tehnica sudurii sparte și tehnica temperaturilor joase, gaze industriale, precum și planificarea și construcția de instalații chimice.

FARBWERKE HOECHST AG. 6230 FRANKFURT/MAIN 80 REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIEI

Publicom



A 241

TEHNICA MODERNĂ ÎN CONSTRUCŢII

Sudura oţelului beton cu procedeul aluminotermic — independentă de sursa de energie, economică şi sigură.

VĂ OFERIM:

- Material de sudură Amoterm (R), pentru toate domeniile de aplicare
- Toate dispozitivele şi aparatele aferente
- Instruirea sudorilor dumneavoastră şi consultaţii speciale

INFORMAŢII PENTRU EXPORT SE OBŢIN DE LA:

Deutscher Innen-und Aussenhandel
Chemie — Kontor 291 1055 BERLIN
Storkower Str. 133

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

VEB CHEMISCHE WERKE BUNA Betriebsabteilung Ammendorf 4011 Halle (Saale), Schachtstr. 11
Republica Democrată Germană

Publicom

LABORATORUL CENTRAL DE ÎNCERCĂRI ȘI EXPERIMENTĂRI ÎN CONSTRUCȚII

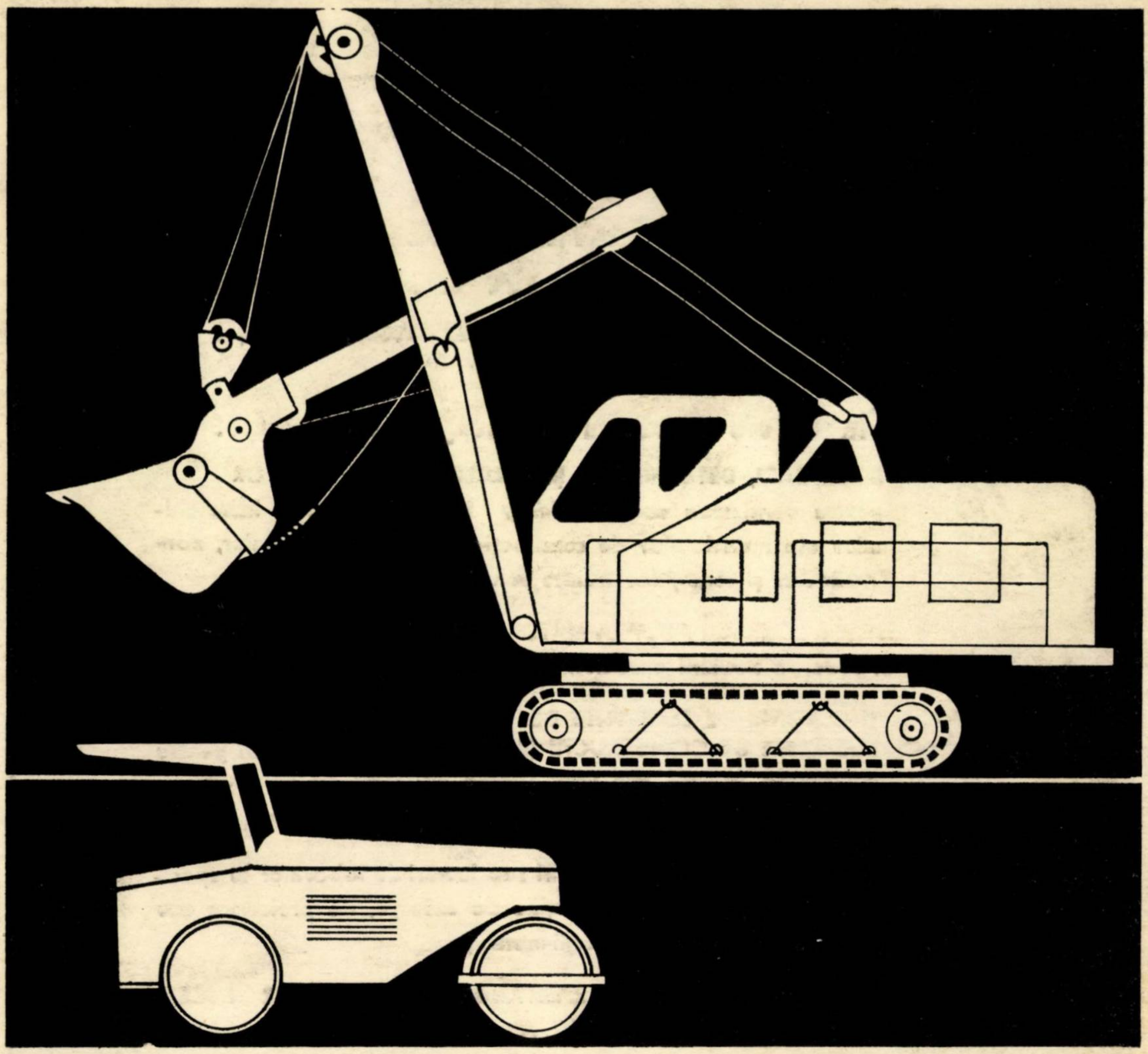
ȘOSEAUA PANTELIMON nr. 266 • RAION 23 AUGUST, BUCUREȘTI

Execută la cerere următoarele categorii de lucrări:

- ÎNCERCĂRI, DETERMINĂRI ȘI ANALIZE DE LABORATOR pentru verificarea caracteristicilor fizico-mecanice și fizico-chimice ale materialelor de construcție conform standardelor, normativelor și condițiilor tehnice în vigoare
- ANALIZE ȘI ÎNCERCĂRI ASUPRA MATERIALELOR DE CONSTRUCȚIE NOI în vederea stabilirii caracteristicilor lor
- ÎNCERCĂRI DE ELEMENTE DE CONSTRUCȚII, ANSAMBLE DE ELEMENTE DE CONSTRUCȚII ȘI CONSTRUCȚII ÎNTREGI pentru verificarea calității sau expertizarea lucrărilor de construcții.
- ASISTENȚĂ TEHNICĂ PE TEREN sub formă de încercări, experimentări sau lucrări de laborator cu specificul de construcții, pentru organizațiile de execuție, de proiectare sau beneficiare de lucrări de construcții-montaj
- SISTEMATIZAREA ȘI INTERPRETAREA REZULTATELOR ÎNCERCĂRILOR, DETERMINĂRILOR ANALIZELOR DE LABORATOR proprii sau efectuate în alte laboratoare, în vederea obținerii de date statistice pentru îmbunătățirea calității lucrărilor și stabilirea omogenității produselor
- ÎMBUNĂTĂȚIREA METODELOR EXISTENTE SAU ELABORAREA DE NOI METODE DE ÎNCERCĂRI, precum și MODIFICAREA sau ELABORAREA DE STANDARDE SAU NORMATIVE privind aceste metode

Laboratorul Central de încercări și experimentări în construcții funcționează în cadrul INCERC. Nivelul tehnic al acestei noi organizații, mijloacele tehnico-materiale de care dispnne sînt o chezășie a aportului ce-l va aduce în ridicarea calității construcțiilor.

1967 NOV 15



CONSTRUCŢIE ROBUSTĂ
PRODUCTIVITATE RIDICATĂ
SIGURANŢĂ IN EXPLOATARE

MAŞINI TERASIERE ŞI RUTIERE

DIN REPUBLICA DEMOCRATĂ GERMANĂ

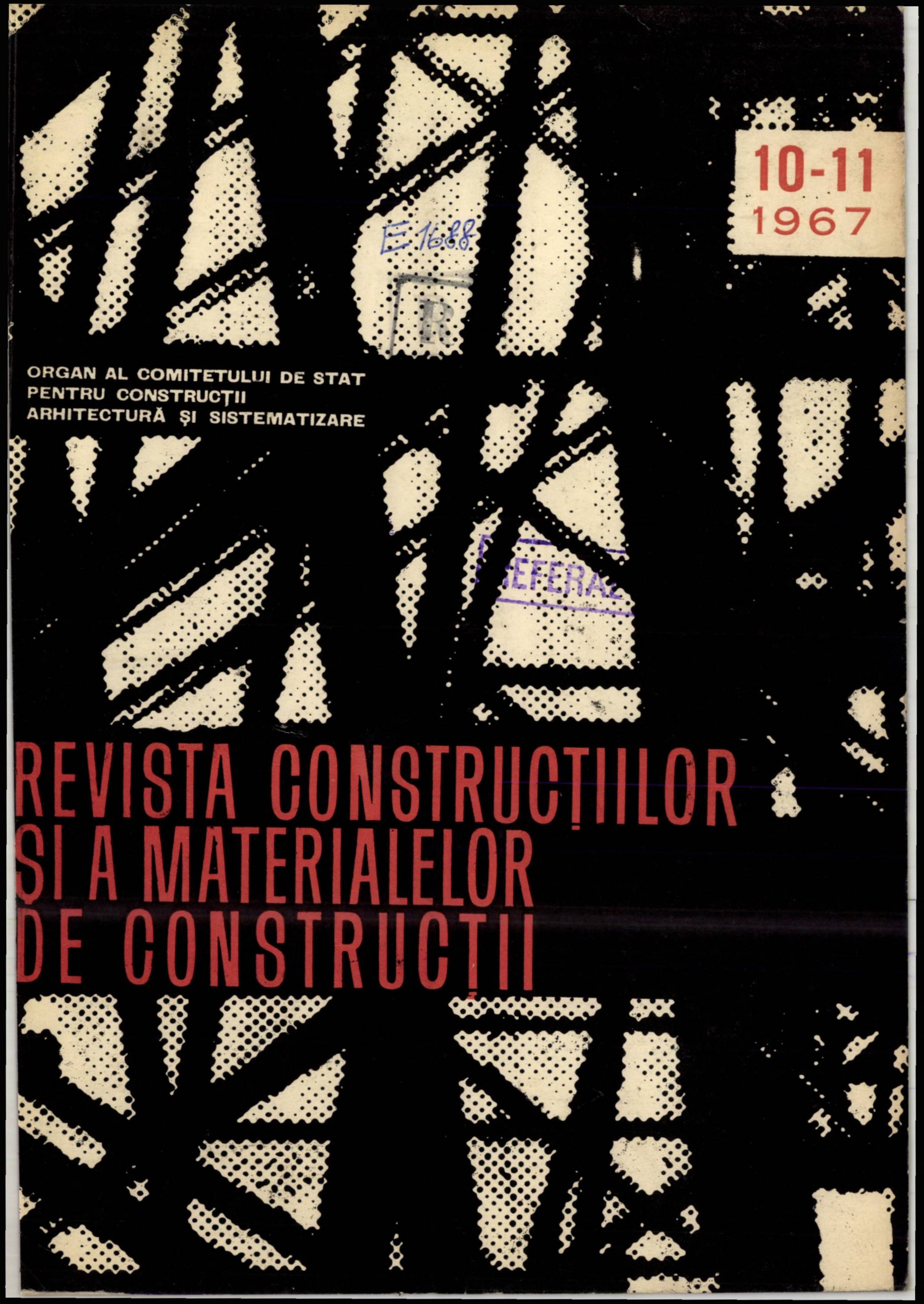
Vă invităm să vizitaţi expoziţia

MAŞINI DE CONSTRUCŢII

DIN REPUBLICA DEMOCRATĂ GERMANĂ
Bucureşti — terenul de pe malul lacului Herăstrău
6 — 15 octombrie 1967

VVB Ban —, Baustof-und Keramikmaschinen 7031 Leipzig — R. D. G.
Deutscher Innen und Aussenhandel Maschinen-Export 108 Berlin — R. D. G.

Publicom



10-11
1967

E 1688
R
REFERAT

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

INDUSTRIALEXPORT

SOCIÉTÉ ROUMAINE D'ÉTAT
POUR LE COMMERCE EXTÉRIEUR

execute

- outillages, équipements, projets et assistance technique pour fabriques de ciment utilisant le procédé humide ou sec, fabriques de briques et de tuiles, fabriques de pièces préfabriquées en béton (grands panneaux pour immeubles d'habitations, éléments industriels, poteaux éléctriques, gouttieres pour irrigations, tuyaux à pression, etc.), fabriques d'argile expandée.
- installations de coffrages glissants pour diverses constructions (fourneaux industriels à section variable, silos à cellules de formes et dimensions diverses, constructions d'habitations).

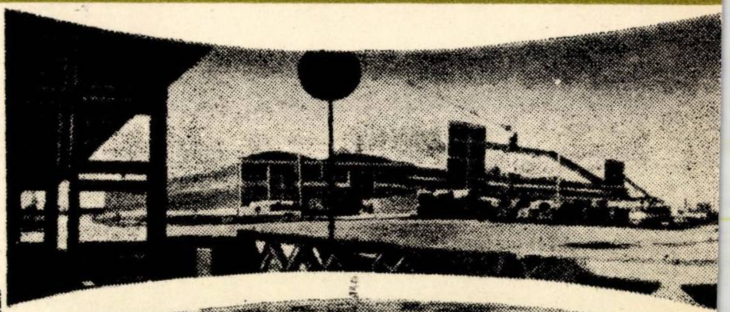
Pour informations et offres s'adresser à ISCE INDUSTRIAL EXPORT 2, Rue Gabriel Péri, Bucarest — ROUMANIE Téléphone : 116 -- Telex: 216; Télégrammes : INDEXPORT

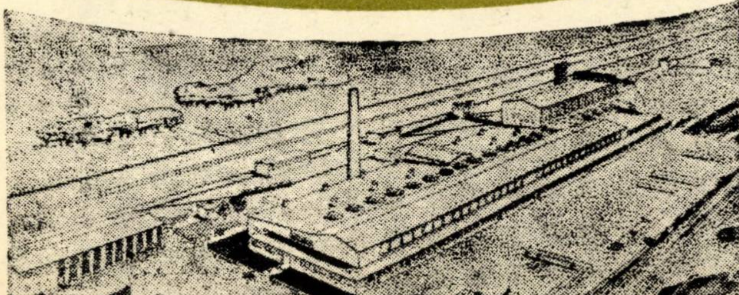
ROMANIAN STATE ENTERPRISE
FOR FOREIGN TRADE

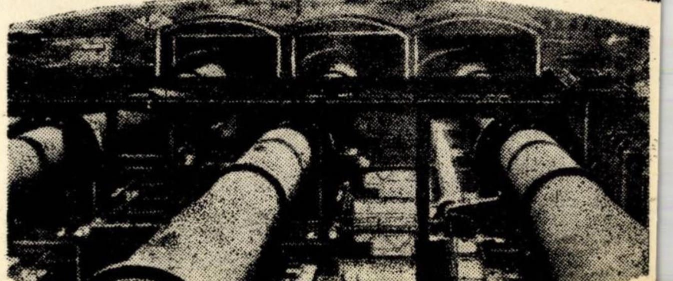
supplies

- equipment, machinery, designs and technical assistance for dry or wet process cement plants, brick and tile works, concrete prefabricated parts factories (large pannels for housing constructions, industrial elements, stay-poles, irrigation troughs, pressure pipes, a. s. o.), expanded clay factories.
- sliding equipment for various constructions (industrial chimney stacks with variable section, silos with cells of various shapes and sizes, dwelling buildings, a. s. o.). For further information and offers apply to ISCE INDUSTRIALEXPORT 2, Gabriel Péri Street Bucharest — ROMANIA Telephone: 116 -- Telex: 214; Cables: INDEXPORT

BUCHAREST
INDUSTRIALEXPORT
ROMANIA







REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

10-11

1967

VOLUMUL 21, Nr. 10-11

OCTOMBRIE—NOIEMBRIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

S. POP:
15 ani de activitate a Institutului „Proiect-București 505

I. STĂNCULESCU, C. PÎSLĂRAȘU, A. FIERLINGER, C. POPA,
Redresarea blocului „K" din șos. Giurgiului București 507

A. FIERLINGER
Considerații cu privire la fisurarea construcțiilor multietajate cu diafragme din beton armat executate cu tehnologii noi 516

M. NĂVODARU
Industrializarea executării construcțiilor prin metoda cofrajelor spațiale 533

N. ȚOPA
Unele probleme legate de posibilitățile de simplificare a calculului rețelelor de grinzi pentru tabliere de poduri fără antretoaze în cîmp 547

EM. CAPPON, M. SUCIU
Aspecte privind consumul de materiale la construcțiile de locuințe realizate în orașul București în perioada 1963—1966 552

K. H. KRESTEL
Unele aspecte privind bolțarii prefabricați din beton și beton armat pentru execuția tunelelor și tendințele de dezvoltare a acestora 556

A. BISTRICEANU
Posibilități de utilizare a calculatorului electronic la întocmirea documentațiilor economice. . 564

V. FLORIAN
Calculul diafragmelor cu goluri cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice 566

A. FIERLINGER, N. NEICU, FL. MIHĂESCU
Probleme actuale legate de fundarea construcțiilor pe terenuri macroporice sensibile la înmuiere în orașul București 573

R. ILIESCU
Amortizarea zgomotelor la instalațiile de condiționare a aerului la Centrul de televiziune București 578

AL. BĂILESCU, V. MARINESCU
Instalațiile de curenți slabi într-un hotel modern. 582

I. RAPPAPORT
Eficența calculului instalațiilor de circulație a apei calde 587

RECENZII
CRONICĂ
DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, organ al Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare — Redacția, administrația și casieria: București, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon: redacția 13.98.80; administrația 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacției. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcția Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacția **Publicațiilor „Revista Construcțiilor și a Materialelor de** Construcții" și „Arhitectura"

Prețul unui exemplar lei 16

Taxele poștale plătite în cont avans conform aprobării D.G.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

SUMMARY

Ş. POP: The Institute « Proiect – Bucureşti »: Fifteen Years of Activity

I. STĂNCULESCU, C. PÎSLĂRAŞU, A. FIERLINGER, C. POPA: Rectifying the apartment house, block „K", on Giurgiu Road, Bucharest.

In the early 1966, Block „K" was subject to a non-uniform settling and slanting, under circumstances that drew the attention to the risk presented, for any building, by local and intensive dampness of the foundation soil.

The authors show the factors which caused the building non-uniform settlement and slanting, and also the method adopted – subsequent to comparative studies carreied out on several versions – for the works required to bring back to the vertical position the structure; the main working stages involved as well as the results obtained are also shown.

A. FIERLINGER: Considerations on the cracking of multi-storey structures with reinforced concrete diaphragms built according to new technologies

The purpose of the author is to give an analysis of problems related to the constructional elements and actual erection of „honeycomb"-type structures, performed with the various technologies which now found a wide-spread application (self rising casing, „spatial" casing – i. e. casings having the same size as the room involved – , large panels etc.), with the object to show that taking into consideration of concrete elasto-visco-plastic characteristic properties results in a rational utilization of materials used for building up the respective structure, which is of important technical and economic consequences.

The results obtained are primarily based on theoretical considerations which even though leading to several conclusions that are true from a general point of view, could not be used to solve practical problems with certain given values, owing to the complexity and variety of actual conditions involved in the erection process.

M. NĂVODARU: Building work industrialization through the „spatial" casing method.

Using self-rising and reusable casings for buildings with more than 5 levels is disadvatageous for it leads to high expenditure in work-power and building timber.

Since in Bucharest City the major part of dwellings presently built consists in a ground floor plus 10 storeys, the need was felt for a new system which could be applied to industrialize the erection of monolithic, antiseismic, reinforced concrete structures.

The author reports the experience gained during the period 1961 – 1967, when a new, industrialized method of erecting monolithic reinforced concrete structures was introduced in Romania, the so-called „spatial casing" system (i.e. a casing that has the same sizes as the room involved).

EM. CAPPON, M. SUCIU: Some aspects offered by material expenditures in home buildings erected in Bucharest City with in the period 1963 – 1966.

The authors give an analysis of the records taken for the expediture of a number of major building materials used in buiding up the blocks of apartment houses designed by the Proiect-Bucureşti Institute, during the period 1963 – 1966.

The analysis lead to some conclusions which also formed the basis for the directions of development established for the design activity in the next few years.

K.H. KRESTEL: Some aspects offered by the concrete and reinforced concrete prefabricated arch keys used in tunnel building and their future trends.

The author considers some aspects offered by the various types of prefabricated arch keys used for the resistance jacket and their future trends.

In conclusion, it is shown that for a mechanical shielded tunnel, the resistance jacket, built in prefabricated arch stones, is the basic element through which important investment cut-offs may be achieved in the erection works.

On the other hand, a perfect knoweldge of the ground nature, a rational choice of the type of arch-stones and their manufacture as close as possible to the size required are the prerequisites for the production of efficient arch-stones.

A. BISTRICEANU: Electronic computer potential uses in preparing economic documents.

The author describes the results obtained subsequent to the first experiments carried out at the Proiect-Bucureşti Institute with the calculation of expense estimates on the electronic computer CIFA – 103. Code principles for the items included in the estimate, for the major materials and for the elements necessary for completing the estimate are shown.

V. FLORIAN: Digital computers used for calculating membranes with voids

The author describes a general method of calculating membranes with a single unsymmetrical, or with two symetrical rows of voids having the same sizes at different levels, but for any ratio between the vertical window recess rigidities, for any void opening and for any system of horizontal forces.

The procedure of calculation described, based on the effort principles, takes into consideration distorsions induced bending, shearing-slipping and traction-compression of vertical and horizontal elments of the membrane.

A. FIERLINGER, N. NEICU, Fl. MIHĂESCU: Present problems related to foundation on macroporous softening sensitive grounds in Bucharest.

The authors describe the properties of Bucharest's macroporous grounds their conditions of development within the Bucharest area, the behaviour of buildings with foundations laid on such soils and the tests carried out in the field with the aim to establish soil qualities.

R. ILIESCU: Noise attenuation in air conditioning installations at the T. V. Center Bucharest.

In the design of the air conditioning installations destined to be fitted at the T. V. Center in Bucharest, particular attention was devoted to the noise problem, since it involved, for the major part of the production rooms, a number of aspects closely related to the respective technologic process.

The author describes the studies which form the basis of the design work, as well as the ways used to attenuate noises in air conditioning installations.

Al. BĂILESCU and V. MARINESCU: Weak current installations in a modern hotel.

The authors describe the structure, the application and the characteristic features of weak current installations destined for a modern hotel.

The installations described are totally or partially used, depending on the size and class, and also on the confort level desired.

I. RAPPAPORT: Efficiency of calculations applied to hot-water circulating systems

Aside the indications concerning the way of performing the calculations, the paper also includes a number of basic notions on the operation of hot-water circulating systems.

The economic aspect of domestic hot-water system dimensioning is also shown, together with some recommendations on how to conduct the most economic calculations.

SOMMAIRE

S. POP: Quinze ans d'activité de l'Institut «Proiect — București»

I. STĂNCULESCU, C. PÎSLĂRAȘU. A. FIERLINGER C. POPA: Redressement du bloc d'habitation „K" sur l'avenue de Giurgiu-Bucarest.

Au début de 1966, le bloc d'habitation „K" a subi un tassement nonuniforme en s'inclinant en des circonstances qui attirent l'attention sur le risque que présente pour les constructions l'humidification locale et intense du sol de fondation.

Les auteurs montrent les causses qui ont conduit au tassement nonuniforme et à l'inclinaison de la construction, la méthode adoptée pour effectuer le redressement, choisie après l'étude de plusieurs variantes, ainsi que les principales étapes des travaux entrepris pour ramener à la verticale le bloc d'habitation en question; on donne aussi les résultats obtenus.

A. FIERLINGER: Considerations sur la fissuration des constructions à plusieur niveaux à diaphragmes en béton armé, exécutées selon les technologies nouvelles

L'auteur se propose d'analyser les problème concernant la constitution. constructive et l'execution des structures du type nid d'abeilles, réalisées suivant les différentes technologies qui ont gagné aujourd'hui un large emploi (coffrages glissants, coffrages dont les dimensions égalent celles de l'espace correspondant, grands panneaux etc.); il cherche à montrer qu'il faut — pour une mise en valeur rationnelle des matériaux dont la construction est constituée — tenir comptedes propriétés élasto-visco-plastiques du béton; de telles considérations aboutissent à d'importantes conséquences techniques et économiques.

Les résultats obtenus sont basés en premier lieu sur des considérations d'ordre théorique lesquelles, bien qu'elles conduisent à un nombre de conclusions valables au point de vue général, ne peuvent toutefois pas aider à la résolution des problèmes pratiques à valeurs certaines, en raison de la complexité et de la diversité des conditions réelles intervenant dans le processus d'exécution.

M. NĂVODARU: Industrialisation de l'exécution des constructions par la méthode des coffrages dont les dimensions égalent celles de l'espace correspondant.

L'emploi des coffrages récupérables et des coffrages glissants pour les constructions à plus de 5 niveaux a notamment le désavantage d'être l'origine d'importantes consommations de forces de travail et de bois de charpente.

Comme à Bucarest la plupart des immeubles d'habitation sont constitués d'un rez-de-chaussée + 10 étages, il a été considéré nécessaire de faire appel à un nouveau procédé d'industrialisation de l'exécution des structures anti-séismiques en béton armé monolithe.

L'auteur fait part de l'expérience acquise pendant la periode 1961 — 1967, période correspondant à l'introduction en Roumanie d'un nouveau procédé industriel d'exécution des constructions en béton armé monolithe connu sous le nom de „coffrages spatiaux" (dont les dimensions égalent celles de l'espace correspondant).

EM. CAPPON, M. SUCIU: Quelques aspects de la consommation de matériaux dans les constructions d'immeubles d'habitation réalisés dans la ville de Bucarest pendant la période 1963—1966.

Les auteurs se livrent à une analyse des résultats obtenus sur la consommation d'un nombre de matériaux principaux de construction employés à la construction des immeubles d'habitation conçus et dessinés par l'Institut Proiect-București pendant la période 1963—1966.

L'analyse conduit à un nombre de conclusions qui forment en même temps la base des directives tracées pour l'orientation de l'activité d'étude dans les années à venir.

K.H. KRESTEL: Quelques aspects intéressant les voussoirs préfabriqués en béton et en béton armé, pour l'exécution des tunnels et les tendences montrées par leurs diretions de développement.

L'auteur traite des aspects présentés par les différents types de voussoirs préfabriqués, nécessaires à la chape de résistance, en esquissant les tendences de leur développement.

Il est montré en conclusion que pour un tunnel réalisé à bouclier mécanique, la chape de résistance, exécutée avec des voussoirs en préfabriqués, constitue l'élément de base sur lequel on peut agir pour réaliser d'importantes économies aux couts d'investissement.

D'autre part, la connaissance exacte de la nature du terrain, le choix judicieux du type de voussoir et la réalisation de ces voussoirs à des dimensions aussi précises que possible constituent les principaux moyens pour arriver à exécuter des voussoirs efficients.

A. BISTRICEANU: Possibilités d'emploi du calculateur électronique à l'élaboration des documentations économiques.

L'auteur présente le résultat des premières experimentations entreprises à l'Institut Proiect-Bucureşti concernant l'établissement et le calcul des devis sur la calculatrice électronique CIFA—103. Sont expliqués les principes régissant la codification des postes du devis, celle des principaux matériaux et des éléments nécessaires à sa perfection.

V. FLORIAN : Le calcul, au moyen des calculatrices digitales des diaphragmes ajourées.

L'auteur discute un procédé général employé pour calculer les diaphragmes à une seule rangée non-symétrique ou à deux rangées symétriques de creux, ayant les mêmes dimensions pour niveaux différents, mais pour n'importe quel rapport des embrasures verticales, pour n'importe qu'elle ouverture des ajours et pour tout système de forces horizontales.

Le procédé de calcul présenté, basé sur la méthode des efforts, prend en considération les déformations dues au flechissement, au cissaillement-glissement. et à la tension-compression des éléments verticaux et horizontaux du diaphragme,

A. FIERLINGER, N, NEICU, FL. MIHĂESCU: Rroblèmes actuels se rattachant à la fondation des constructions en terrains macroporeux sensibles à l'amollissement, dans la ville de Bucarest.

Les auteurs donnent une description des propriétés caractérisant les sols macroporeux de Bucarest, leurs conditions de développement sur le territoire de la ville, le comportement des constructions fondées sur des sols semblables et les essais en terrain entrepris pour établir la qualité des sols.

R. ILIESCU : Amortissement des bruits dans les installations d'aérage au Centre de Télévision de Bucarest.

Lors de la constructions du Centre de Télévision de Bucarest, dans l'étude des installations de climatisation une attention particulière a été accordée au problème du bruit, ce problème étant étroitement lié au processus technologique pour la majorité des salles réservées à la production.

L'auteur présente les études qui ont servi comme fondement à la conception ainsi que les mesures prises pour amortir les bruits ayant leur origine dans les installations de conditionnement de l'air.

AL. BĂILESCU et V. MARINESCU : Installations de courant faibles dans un hotel moderne.

Les auteurs décrivent la structure, le mode d'application et les caractéristiques des instalations de courant faibles conçues pour un hôtel moderne.

Les installations décrites ont une application partielle ou intégrale suivant les dimensions, la catégorie de l'hôtel et le niveau de confort désiré.

I. RAPPAPORT : Efficience du calcul des installations de circulation d'eau chaude.

Outre les indications données sur le mode d'effectuer les calculs, l'article fournit aussi un nombre d'indications sur le mode de fonctionnement des installations de circulation d'eau chaude.

On présente également l'aspect économique du dimensionnement des installations de circulation de l'eau chaude ménagère, avec des indications sur le plus économique mode de calcul.

INHALT

S. POP : 15 Jährige Tätigkeit des Lnstituth Preiect — Bucureşti

I. STĂNCULESCU, C. PÎSLĂRAŞU, A. FIERLINGER, C. POPA : Geraderichent des Wohnblocks „K" — Soseaua Giurgiului, Bukarest

Zu Beginn des Jahres 1966 wurden ungleichmässige Setzungserscheinungen am Wohnblok „K" festgestellt; letzterer neigte sich unter Umständen die das Risiko hervorheben das besteht sobald der Gründungsboden einer intensiven lokalen Befeuchtung ausgesetzt ist.

Im Artikel werden beschrieben die Ursachen die eine ungleichförmige Setzung und infolgedessen Neigung der Baukonstruktion hervorgerufen haben; weiterhin wird vorgeführt das Geraderichtenverfahren das gewählt wurde nach einer eingehenden Untersuchung mehrerer Varianten und beschrieben die bedeutendsten Arbeitsetappen die zurückgelegt werden mussten bis der Wohnblock seine ursprüngliche vertikale Lage wiedererlangte; schliesslich werden angegeben die erlangten Ergebnisse.

A. FIERLINGER : Einige Betrachtungen hinsichtlich der Rissbilldung bei Hochháusern mit Stahlbetondiaphragmen nach einer neuartigen Bautechnik errichtet

Der Verfasser nimmt sichvor diejenigen Fragen zu untersuchen die mit der baulichen Gestaltung und der Errichtung einer „zellenartigen" Tragkonstruktion verbunden sind — eine Tragkonstruktion die heutzutage in grossem Ausmasse und nach verschiedenen Bautechniken (Gleitverfahren, räumliche Schalungen, Plattenbauweise u.a.m.)angewandt wird. Es wird hervorgehoben dass die Berücksichtigung der Elastizität, Zähigkeit und Plastizität des Betons eine zweckmässigere Nutzung der einzelnen Baustoffe ermöglicht und deshalb von hervorragender technisch-ökonomischen Bedeutung ist.

Die erlangten Ergebnisse sind hauptsächlich durch theoretische Betrachtungen begründet; die sich daraus ergebenden allgemein gültigen Folgerungen können aber trotzdem nicht unmittelbar in die Praxis übertragen werden infolge der Komplexität der einzelnen Erscheinungen und der Vielfältigkeit der an der Baustelle herrschenden Bedingungen.

M. NĂVODARU : Räumliche Schalungen tragen bei zur Industrialisierung der Bauarbeiten

Die Anwendung von Inventar-oder Gleitschalungen beim Bau eines mehr als fünf Stockwerke hohen Gebäudes weist auf den Nachteil eines beträchtichen Aufwandes an Holz und Arbeitskräfte.

Da in Bukarest die Mehrheit der letztens errichteten Wohnblocks elf Stockwerke hoch sind ersichien es notwendig ein neuartiges industrialisiertes Bauverfahren einzuführen bei der Errichtung von erdbebensicheren aus Ortbeton hergestellten Tragkonstruktionen.

Der Verfasser teilt mit im Rahmen dieses Artikels die Erfahrung der 1961–1967 Jahre wann hierzulande ein neuartiges industrialisiertes Bauverfahren eingeführt wurde bei der Errichtung von aus Ortbeton hergestellten Gebäuden – nämlich die „räumliche Schalung".

EM. CAPON, M. SUCIU : Einiges über den Baustoffaufwand bei der Errichtung von Wohnhäusern in Bukarest in den 1963–1966 Jahren

Die Verfasser untersuchen den Baustoffaufwand bei den Wohnblocks die in den 1963–1966 Jahren im Projektierungsinstitut Proiect București entworfen wurden

Auf Grund dieser Untersuchung werden einige Schlussfolgerungen gezogen die auch als Richtlinien für die Zukunft dienen sollen.

K. KRESTEL : Einiges über die Gestaltung von Beton und Stahlbeton Fertig teilen für den Tunnelbau und deren Entwicklungstendenzen

Der Verfasser befasst sich mit einigen Aspekten der für die innere Auskleidung angewandten Fertigteilen und hebt hervor deren Entwicklungstendenzen.

Im Abschluss wird gezeigt dass im Falle eines nach der Schildbauweise gebauten Tunnels die lasttragende innere Auskleidung der Hauptfaktor ist der beträchtliche Kostenersparnisse bewirken kann.

Andererseits sind die genaue Kenntniss der Bodenbeschaffenheit, die zweckmässige Wahl der Fertigteile und deren genaueste Herstellung die Hauptmittel zur Herstellung von wirksamen Tunnelfertigteilen.

A. BISTRICEANU : Uber die Anwendungsmöglichkeiten eines elektronischen Rechners bei der Ausarbeitung von Kostenanschlägen

Der Artikel führt vor die Ergebnisse der ersten Versuche die im Projektierungsinstitut Proiect București durchgeführt wurden betreffend die Ausarbeitung von Kostenanschlägen unter Anwendung des elektronischen Rechners CIFA – 103. Es werden erörtert die Grundlagen der Kodifikation der einzelnen Posten, der Hauptbaustoffe und der Elemente die dem Abschluss eines Kostenanschlages dienen.

V. FLORIAN : Anwendung der elektronischen Ziffernrechner bei der Berechnung von Hohlraumdiaphragmen

Der Verfasser befasst sich mit einem allgemein gültigen Berechnungsverfahren für Diaphragmen mit einer einzigen Reihe unsymetrischen oder mit zwei Reihen symetrischen Hohlräumen, unter der Voraussetzung dass sämtliche Hohlräume verschiedener Stockwerke gleiche Abmessungen aufweisen; das Verfahren ist anwendbar für beliebige Steifgkeitsverhältnisse der vertikalen Spalete, für beliebige Hohlraumabmessungen und beliebige horizontale Kräftesysteme.

Das erörterte Berechnungsverfahren stützt sich auf das bekannte Kräfteverfahren und berücksichtigt die Verformungen die sich aus der Beanspruchung der vertikalen und horizontalen Diaphragmenelemente auf Biegung, Scherung-Gleiten oder Zug-Druck ergeben.

A. FIERLINGER, N. NEICU. FL. MIHĂILESCU : Einige gegenwärtige Fragen des Bauwesens : Gründungen in feuchtigkeitsmpfindlichen Grundböden in Bukarest

Die Verfasser führen vor die Eigenschaften der feuchtigkeitsempfindlichen Bukarester Gründungsböden, geben an deren Erscheinung im Rahmen des Stadtgebiets, beschreiben das Verhalten von Bauten auf derartige Böden gegründet und schliessen mit einer Beschreibung der Versuche die durchgeführt werden um die Bodeneigenschaften zu bestimmen.

R. Iliescu : Schalldämpfung bei der Klimaanlage des Bukarester Fernsehzentrums

Eine der Hauptfragen die beim Entwerfen der Klimaanlage des Bukarester Fernsehzentrums auftauchten und der eine besondere Aufmerksamkeit geschenkt wurde war der Lärm u.zw. bedingt durch die Eigenartigkeiten der technologischen Arbeitsprozesse die in den meisten Räumen stattfinden.

Der Verfasser führt vor die Studien die durchgeführt wurden und auf die sich der Entwurf stützt sowohl wie die Massnahmen die getroffen wurden um eine zweckmässige Schalldämpfung in der Klimaanlage zu erreichen.

AL. BĂILESCU, V. MARINESCU : Schwachstromanlage für ein modernes Hotel Die Verfasser führen vor Gestaltung, Anwendungsmöglichkeiten und Eingeartigkeiten einer Schwachstromanlage für ein modernes Hotel bestimmt.

Die beschriebenen Anlagen könen vollständig oder nur teilweise angewandt werden – alles bestimmt durch die Abmessungen. die Klasse und den Behaglichkeitsstandard der gefordert wird.

I. RAPPAPORT Wirksamkeit der Berechnungsverfahren für Warmwasseranlagen

Ausser einigen Hinweisen betreffend den Berechungsgang enthält der Artikel auch eine Reihe von Elementen die sich auf den Betrieb emer Warm wasser-Umblauf anlage beziehen.

Es wird ebenfalls erörtert die Wirtschaftlichkeit eines auf die Bemessung einer Warmwasser-Umlaufanlage bestimmten Verfahren und es wird hingewiesen auf das wirtschaftlich zweckmässigste Berechnungsverfahren.

СОДЕРЖАНИЕ

С. ПОП: 15 лет деятелности Института Проиект-Букурешти

И. СТЭНКУЛЕСКУ, К. ПЫСЛЭРАШУ, А. ФИРЛИНГЕР, К. ПОПА: Приведение в исходное положение жилого здания ,,К'' по шоссе Джурджулуй в Бухаресте.

В начале 1966 года, жилое здание ,,К'' неравномерно осело, что наклонило его. Условия, при которых произошло это явление, обращают внимание на риск, представляемый для здания местным и интенсивным увлажнением грунта основания.

В статье описаны причины, которые повлекли за собой неравномерную осадку и наклон здания, метод его приведения в исходное положение (принятый после сравнительного исследования нескольких вариантов) и важнейшие этапы производства работ по приведению здания ,,К'' к вертикальному исходному положению с достигнутыми результатами.

А. ФИРЛИНГЕР: ; Соображения, относительно растрескивания многоэтажных зданий с железобетонными диафрагмами возведенных по новым технологиям.

Автор задаётся целью проанализировать вопросы связанные с конструктивной схемой и возведением зданий, с несущими перегородками, по различным, широко применяемым в наши дни, техникигям (скользящая опалубка, пространственная опалубка, крупные панели и т.п.) и старается доказать, что учет упруго-текуче-пластических свойств бетона позволяет использовать целесообразно материалы, из которых состоит здание, достигая при этом значительных технико-экономических эффектов.

В первую очередь, полученные результаты основываются на технологических соображениях, которые хотя и приводят к заключениям действительным с общей точки зрения, но могут быть приняты при решении практических случаев с точными решениями из-за сложности явлений и различия конкретных условий, возникающих в производственном процессе.

М. НЭВОДАРУ: Индустриализация возведения зданий и сооружений по методу пространственной опалубки.

Применение инвентарной и скользящей опалубки при возведении зданий выше 5-ти этажей имеет тот недостаток, что затрата рабочей силы и лесоматериала велики

Учитывая, что в Бухаресте большинство жилых зданий строят этажностью более II-ти этажей, стало необходимым ввести новый способ индустриализации воздеведения железобетонных монолитных антисейсмических несущих схем.

В статье автор описывает опыт приобретенный в период 1961—1967 годов, когда у нас в стране вводилась ,,пространственная опалубка'' — новый приём индустриализации возведения железобетонных монолитных зданий.

ЕМ. КАППОН, М. СУЧУ: Аспекты расхода материалов в жилищном строительстве за период 1963—1966 годов в Бухаресте.

Авторы анализируют результаты, полученные в отношении расхода важнейших материалов в период 1963—1966 годов, при проектировании жилых зданий Институтом Проект — Бухарест.

Основываясь на результатах анализа, авторы делают некоторые выводы, которые являются и ориентационными директивами для проектирования в следующие годы

Р. КРЕСТЕЛ: Некоторые аспекты сборных бетонных и железобетонных лекальных кирпичей, применяемых при туннельных работах и тенденции их развития

Автор описывает некоторые аспекты различных видов сборных лекальных кирпичей, необходимых для несущей облицовки туннеля и тенденции их развития.

В заключении указано, что в случае тунеля, выполненного при горизонтальном бурении, прочностная облицовка из сборных лекальных кирпичей является основным элементом, при помощи которого можно получить значительные снижения стоимости соответствующего капиталовложения.

С другой стороны, точные сведения относительно природы грунта, целесообразного выбора типа лекального кирпича и изготовления с наименьшими размерными отклонениями, являются главными средствами изготовления эффективных лекальных кирпичей.

А. БИСТРИЧАНУ: Возможность использования электронно-вычислительной машины (ЭВМ), при составлении экономической документации.

В статье изложены результаты первых экспериментов, поставленных Институтом Проект-Бухарест с целью составления смет при помощи ЭВМ ЧиФА — 103. Описаны принципы кодификации статей сметы, важнейших материалов и данных для сметы.

В. ФЛОРИАН: Расчёт диафрагм с проёмами, при помощи электронных цифровых вычислителей.

Автор описывает общий приём расчёта диафрагм имеющих один несимметричный ряд или два симметричных ряда проемов одинаковых размеров и на различ ных уровнях, но при любом соотношении жёсткостей промежуточных вертикальных стенок, при любом размере проёмов и любой системе горизонтальных усилий.

В описанном способе расчёта, основанном на методе усилий, учитываются деформации от изгиба, от среза и от растяжения-сжатия, возникающие в вертикальных и горизонтальных элементах диафрагмы.

А. ФИРЛИНГЕР, Н. НЕЙКУ, Фл. МИХЭИЛЕСКУ: Современные задачи связанные с заложением зданий и сооружений на макропористых просадочных грунтах Бухареста.

Авторы описывают свойства макропористых грунтов Бухареста, условия их залегания на территории города, данные относительно поведения зданий и сооружений заложенных на такого вида грунтах, а также и испытания этих грунтов с целью определения их качеств.

Р. ИЛИЕСКУ: Амортизация шумов в устрайствах для кондиционирования воздуха на телевизионной станции — Бухарест.

При возведении телевизионной станции-Бухарест, при проектировании устройств для климатизации воздуха, одной из важнейших забот являлся, для большинства производственных помещений, вопрос шума, связанного с аспектами технологического процесса.

Автор описывает исследования, которые были приняты в основу проекта, а также и меры, принятые для амортизации соответствующих шумов.

АЛ. БЭЙЛЕСКУ и В. МАРИНЕСКУ: Низковольтажные проводки в современной гостинце.

Авторы описывают составные части, способ применения и характеристики низковольтажных проводок, предназначенных для современной гостиницы.

И. РАППОПОРТ: Эффективный расчёт приспособлений для циркуляции воды.

В статье, кроме указаний относительно расчёта таких приспособлений для тёплой воды, приведен ряд данных относительно их функционирования.

Также представлен экономический аспект назначения размеров системы для горячей воды и для хозяйственных нужд, и даны указания о их наиболее экономичном расчёте.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1983

15 ani de activitate a Institutului „Proiect – București"

Ing. Simion Pop
Director al Institutului „Proiect – București"

Se împlinesc în curînd 15 ani de cînd a luat ființă institutul „Proiect — București".

În această perioadă, proiectanții institutului nostru au parcurs un drum ascendent, reușind să traducă în viață politica partidului de reconstruire, dezvoltare și modernizare a orașului București.

Forțele noastre au fost modeste la început. În anul 1953 institutul număra 383 de salariați, dintre care 281 erau proiectanți, și realiza o producție globală de 16 500 000 lei. Cu toate acestea s-au elaborat proiecte de lucrări importante ca: Teatrul de operă și balet, Complexul sportiv „23 August", Combinatul poligrafic „Casa Scînteii".

În anii următori, s-au adăugat și proiectele altor lucrări social-culturale de anvergură: Radiodifuziunea, Spitalul clinic Fundeni, Complexul de producție cinematografic Buftea, Sala Palatului Republicii Socialiste România ș.a.

Primele locuințe au fost proiectate în institut în anul 1954, concentrate în ansambluri ca Bucureștii Noi, Vatra Luminoasă, B-dul Muncii, Floreasca, precum și sub formă de plombe amplasate în diferite puncte ale orașului.

Volumul de proiectare al institutului crește continuu. În anul 1959 încep să se adauge proiecte de școli, unități comerciale, cămine și cantine studențești, cinematografe și institute de învățămînt superior. Apar marile ansambluri de locuințe: Balta Albă, Drumul Taberei, Giulești, Sud-Berceni etc.

În 1962, prin înființarea unor ateliere de specialitate (rețele orășenești de apă și canal, drumuri, spații verzi, topo. geo), profilul de proiectare al institutului se lărgește.

Anul 1963, prin apariția H.C.M. 191, marchează o etapă nouă în dezvoltarea institutului. De la această dată I.P.B. devine un institut cu profil complex.

Cartierul Giurgiului

Cartierul Drumul Taberei

În prezent, institutul dispune de peste 1 400 salariați, din care aproape 1 000 proiectanți, și o capacitate de proiectare de 4 200 000 ore/an, corespunzătoare unor investiții de circa 1 800 milioane.

O dată cu creșterea numerică, s-a dezvoltat și concepția în arhitectură, urmărindu-se obținerea unui grad de confort continuu sporit și a unei plastici care să permită o variație arhitecturală corespunzătoare condițiilor moderne de dezvoltare a orașului.

Treptat, s-a întocmit o gamă largă de secțiuni refolosibile pentru diferite tipuri de apartamente, de la 1—4 camere, care au fost îmbogățite și înnoite an de an, astfel că prin asamblarea lor s-a reușit să se obțină o mai mare varietate a ansamblurilor.

Gîndirea inginerească a evoluat și ea în mod corespunzător, problema principală constînd, pe de o parte, în urmărirea continuă a scăderii consumurilor de materiale deficitare, și pe de altă parte, în creșterea gradului de industrializare.

De la zidăria portantă și construcțiile în cadre ce caracterizau perioada 1953—1959 s-a trecut treptat la structuri noi. Astfel, prin introducerea diafragmelor de beton armat monolit s-au dezvoltat structurile de tipul „casetate", „fagure", „celular", care au făcut posibilă adaptarea unor tehnologii cu productivitate sporită : clădiri executate în cofraje de inventar, apoi în cofraje glisante, iar în prezent în cofraje metalice spațiale și plane.

Următorul pas, pe drumul industrializării executării clădirilor monolit, s-a efectuat prin introducerea prefabricării aproape integrale a elementelor de beton armat și zidărie (planșee, pereți despărțitori, fațade, scări etc.).

Introducerea noilor tipuri de structuri și tehnologii a permis reducerea consumului de oțel în suprastructuri de la circa 27 kg/m^2 AD la circa 20 kg/m^2 AD, iar consumul de cherestea de la 42 m^3/1 000 m^2 locuibili (cadre monolit) la 5 m^3/1 000 m^2 locuibili (structuri fagure executate cu cofraje metalice).

Rezultate deosebite s-au înregistrat și în domeniul instalațiilor, care s-au tradus prin rezolvări eficace și de un înalt nivel tehnic, în special la lucrările social-culturale cu caracter de unicat (Sala Palatului, Circul de Stat, iar în prezent Teatrul Național, Studioul de Televiziune, Institutul Politehnic).

În cei 15 ani de funcționare, activitatea institutului „Proiect — București" a cunoscut o dezvoltare mereu ascendentă, cu realizări remarcabile în domeniul creației de arhitectură, al tehnicității lucrărilor, al promovării progresului tehnic, realizări care se văd concretizate în cele peste 120 000 apartamente executate, precum și în toate clădirile social-culturale ce constituie astăzi o mîndrie a orașului.

Folosind experiența acumulată în acești ani și cuceririle cele mai noi ale arhitecturii și tehnicii construcțiilor, pe baza organizării științifice a procesului de proiectare, vom depune toate eforturile ca, prin proiecte întocmite la un înalt nivel calitativ, să răspundem cu cinste importantelor sarcini care ne stau în față.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1983

Redresarea blocului „K" din şoseaua Giurgiului–Bucureşti*)

Prof. ing. I. Stănculescu,
Laureat al Premiului de Stat
Institutul de Construcţii Bucureşti

ing. C. Pîslăraşu,
I.P.B.

ing. A. Fierlinger,
I.P.B.

ing. C. Popa
I.C.M. 2

Blocul turn „K", din ansamblul de construcţii noi realizate în Bucureşti pe şoseaua Giurgiului, s-a tasat uniform şi s-a înclinat, în împrejurări care atrag atenţia asupra riscului pe care-l prezintă pentru construcţii umezirea locală intensă a terenului lor de fundaţie.

În cele ce urmează sînt arătate cauzele care au condus la tasarea neuniformă şi înclinarea construcţiei şi se prezintă metoda de redresare folosită, cu justificarea ei, precum şi rezultatele obţinute.

DATE ASUPRA CONSTRUCŢIEI

Construcţia este un bloc cu subsol tehnic, de 3,50 m înălţime, cu parter şi 11 etaje. Înălţimea totală, de la cota de fundare la parapetul terasei, este de circa 39 m. Structura de rezistenţă este de tipul fagure, construcţia fiind realizată prin metoda cofrajelor glisante. Diafragmele, aşezate în direcţii rectangulare, la distanţe relativ reduse, conferă structurii o mare rigiditate în plan vertical şi armarea pereţilor o fac capabilă să preia eforturi relativ mari, de întindere din încovoiere. Planşeele construcţiei au fost realizate prin prefabricare la sol şi monolitizate la poziţie.

Fundaţiile sînt realizate din tălpi continue de beton simplu, B 50, cu lăţimi variind între 0,80 şi 2,50 m. Pe aceste tălpi reazemă cuzineţi continui din beton armat, din care pornesc diafragmele, pereţi armaţi cu plasă dublă, 3 $\varnothing$ 8 şi 10 pe m. Între talpa de beton simplu şi cuzinetul de beton armat nu sînt prevăzute legături de armare.

Construcţia a fost fundată pe un pachet de strate de argilă prăfoasă, nemacroporică, prezentînd intercalaţii locale de argile prăfoase macroporice, sensibile la înmuiere.

Studiile geotehnice efectuate pentru elaborarea proiectului construcţiei au permis să se obţină următoarele date caracteristice pentru stratele în care au fost aşezate fundaţiile:

— limitele de plasticitate: $w_p = 13 - 17$ $w_L = 36 - 50$
— indicele de plasticitate: $I_p = 19 - 35$
— porozitate naturală: $n = 37 - 46$
— umiditate naturală: $w = 19 - 23$
— tasarea specifică la înmuiere pentru 3 kg/cm²: $im_3 = 0{,}6 - 2{,}6$ cm/m
— modulul edometric de compresibilitate pentru intervalul de presiuni 2 — 3 kg/cm²: $M_{2-3} = 100 - 150$ kg/cm²
— rezistenţa la forfecare caracterizată prin:
  — unghiul de frecare internă: $\varphi = 17° - 24°$
  — coeziunea: $c = 0{,}27 - 0{,}55$ kg/cm².

Pe baza datelor mai sus enumerate, s-a luat în proiect, ca presiune medie convenţională transmisă terenului, pe planul de fundare, în condiţiile unei încărcări centrice, circa 2,2 kg/cm², valoare mai mică decît aceea evaluată, conform normelor, de circa 3 kg/cm².

TASAREA NEUNIFORMĂ ŞI ÎNCLINAREA CONSTRUCŢIEI

Atît la executarea construcţiei cît şi imediat după darea ei în folosinţă, nu au fost semnalate tasări. La circa nouă luni de la ocuparea apartamentelor, s-au produs tasări neuniforme ale construcţiei, puse în evidenţă prin deplasarea dalelor trotuarului în zona unui colţ, care prezenta o tasare pronunţată (fig. 1) şi prin ridicarea soclului, în raport cu nivelul trotuarului, în colţul opus pe diagonală (fig. 2).

Cercetîndu-se cauzele acestei tasări neuniforme s-a putut constata că, într-una din încăperile subsolului, în apropierea colţului cu cea mai mare tasare, s-a acumulat o importantă cantitate de apă, provenită dintr-o coloană de evacuare a apelor uzate, la care era demontat un capac de control ce nu a mai fost repus la loc, din neglijenţă (fig. 3).

Apa acumulată în subsol, în cantităţi importante, timp îndelungat, apreciat de ordinul a circa două luni, s-a infiltrat în teren, înmuind stratele de pămînt de sub fundaţie şi sporindu-le, pe această cale, deformabilitatea.

Instalîndu-se reperi de tasare la colţurile construcţiei, în soclu, prin măsurători topografice repetate la intervale regulate, la început de două ori pe zi, apoi zilnic, s-a putut stabili că desfăşurarea tasării neuniforme conduce la ridicarea colţului opus celui cu tasarea maximă, aşa fel încît axa

Fig. 1. Tasarea colţului clădirii în zona inundată, cu ridicarea dalelor trotuarului

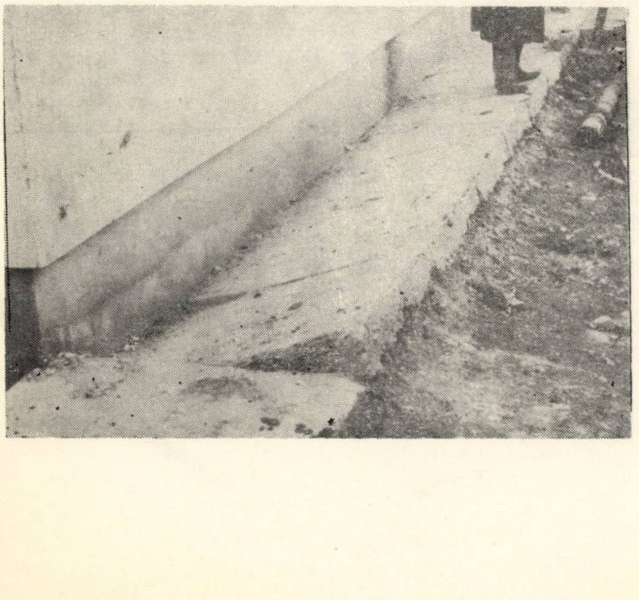
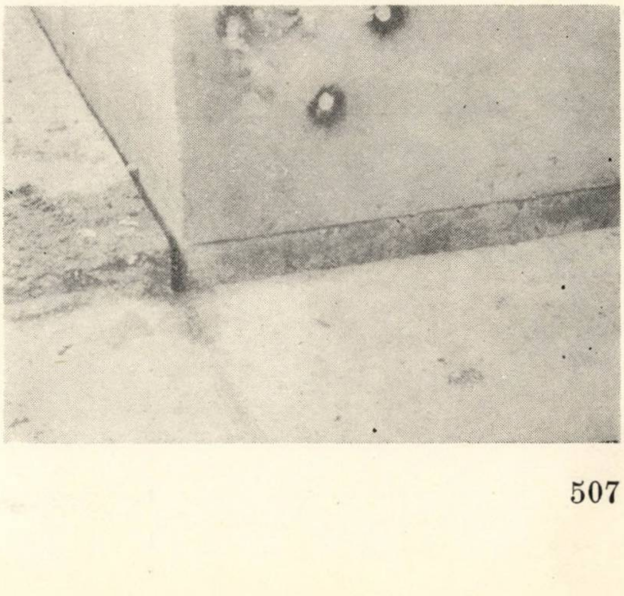


Fig. 2. Ridicarea colţului opus celui tasat, marcată prin ridicarea soclului faţă de trotuar



---

*) Proiectul de redresare a blocului „K" s-a elaborat în cadrul Institutului „Proiect–Bucureşti" – şef. proiect ing. V. Oprozeanu, studiile geotehnice au fost conduse de ing. N. Neicu şi ing. Fl. Mihăilescu, operaţiunile topo au fost efectuate de teh. A. Ţăranu, iar execuţia lucrărilor a fost făcută de D.G.C.M.–I.C.M. 2, şef şantier ing. C. Henter.

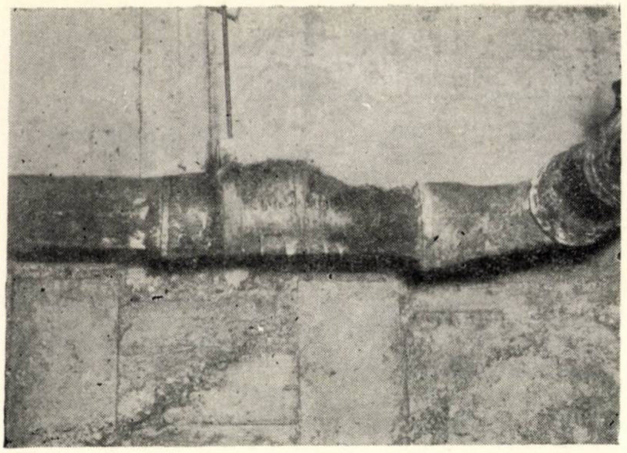


Fig. 3. Conducta de canalizare din subsol cu capacul de control desfăcut

de rotaţie a construcţiei, aflată la nivelul planului de fundare, intersectează cele două laturi ale clădirii, convergente în colţul ce se ridică, la circa 3 m distanţă de acest colţ.

Într-un sondaj deschis, executat în subsolul construcţiei, în dreptul colţului care se ridica, s-a putut observa o desprindere a cuzinetului de fundaţia de beton simplu, aşa cum se arată în figura 4. În această situaţie, în dreptul colţului ridicat, construcţia nu-şi mai transmitea încărcarea porţiunii aferente de fundaţie, ci lucra în consolă, prin legăturile de planşeu şi zidurile din beton armat ale structurii.

După înlăturarea sursei active de umezire, ritmul tasărilor neuniforme a înregistrat o încetinire a înclinării construcţiei, fără însă ca fenomenul să înceteze cu totul, din cauza înmuierii terenului de fundaţie pe o zonă întinsă în suprafaţă şi adîncime, sub fundaţiile dinspre colţul cel mai tasat.

Pentru a se verifica situaţia terenului inundat şi a se stabili întinderea şi poziţia zonei de teren cu pămîntul înmuiat, s-au întreprins cercetări cu ajutorul sondajelor.

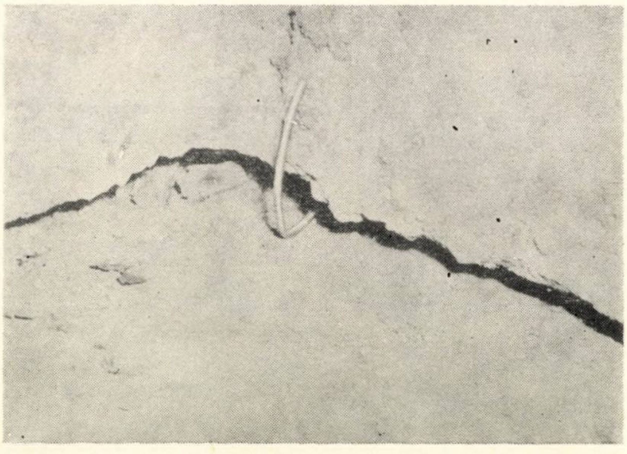
Rezultatele obţinute au pus în evidenţă o umezire intensă a stratelor de pămînt argilos de sub fundaţii, în zona cu tasări pronunţate, şi au permis să se contureze porţiunea de pămînt înmuiat (fig. 5).

Desfăşurarea în timp a tasării neuniforme a construcţiei, după instalarea reperilor şi după înlăturarea sursei de umezire activă din subsol, este redată pe graficul din figura 6, pe care s-a reprezentat variaţia în timp a cotei celor patru reperi montaţi în soclu, la colţuri.

Măsurătorile efectuate au indicat un ritm de tasare, în dreptul colţului din zona umezită (R_4), de 6—7 mm pe zi, imediat după descoperirea şi înlăturarea sursei de infiltraţii.

După circa cinci luni de la înlăturarea cauzei tasărilor, ritmul de tasare al aceluiaşi colţ a ajuns la circa 0,3 mm în 20 zile.

Fig. 4. Ridicarea cuzinetului de pe fundaţii în colţul opus celui cu tasare maximă



Situaţia construcţiei necesita măsuri de remediere pentru a putea fi redată folosinţei normale, atît din condiţii funcţionale şi de stabilitate la acţiuni seismice, cît şi din punct de vedere al aspectului exterior, înclinarea blocului turn fiind uşor de remarcat prin raport cu construcţiile învecinate (fig. 7).

Înainte de începerea lucrărilor de redresare, tasările reperilor fixaţi în soclul construcţiei, la colţuri, măsurate faţă de poziţia iniţială verticală a construcţiei, erau următoarele:

R_1 — 153,6 mm
R_2 + 46,1 mm
R_3 — 122,4 mm
R_4 — 312,1 mm.

La o examinare atentă a construcţiei, în timpul tasărilor neuniforme şi după consumarea lor, s-a constatat că structura ei s-a comportat ca un ansamblu rigid şi rezistent neprezentînd fisuri sau deformaţii vizibile în elementele de rezistenţă.

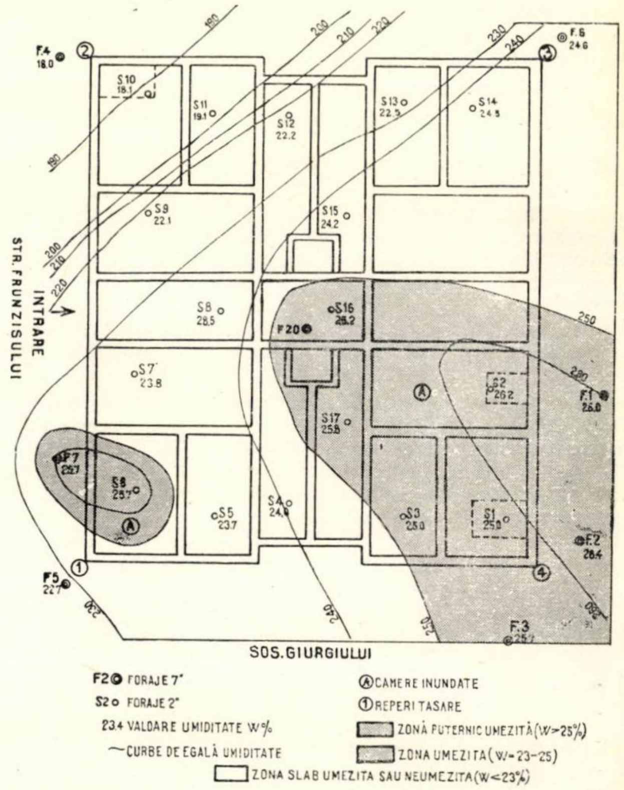


Fig. 5. Distribuţia zonelor cu pămînt înmuiat pe suprafaţa de fundare a blocului „K"

Lîngă colţul ridicat, pe cele două laturi ale construcţiei, talpa fundaţiei de beton simplu era crăpată.

METODA DE REDRESARE PROPUSĂ ŞI ADOPTATĂ

Pentru readucerea construcţiei în poziţia verticală iniţială, s-au avut în vedere, şi au fost analizate în ceea ce priveşte avantajele şi riscurile implicate şi studiate comparativ, ca preţ de cost şi efort de ordin tehnic, următoarele variante de soluţii:

a. Ridicarea porţiunii tasate a construcţiei, la nivelul iniţial, cu ajutorul unor prese introduse sub fundaţii sau la contactul cuzinet-fundaţie.

b. Tasarea construcţiei în porţiunea opusă direcţiei de înclinare, prin inundarea locală a terenului.

c. Tasarea construcţiei prin excavarea controlată şi dirijată a unei părţi din pămîntul de sub fundaţii, în zona netasată, pentru a se provoca deformaţii plastice progresive ale suportului şi, prin aceasta, redresarea construcţiei.

Prima variantă de soluţie ar fi necesitat lucrări complicate şi costisitoare de instalare a unor piese hidraulice interconectate, capabile să dezvolte presiuni distribuite la nivelul tălpii fundaţiei sau bazei cuzinetului, de ordinul a 25–40 t/m², pentru a asigura ridicarea construcţiei, a cărei greutate depăşeşte 5 000 tone. Exista riscul tasării suprafeţei de rezemare a preselor, într-o măsură ce nu putea fi anticipată, şi a suprasolicitării locale a fundaţiilor continue din beton simplu. Pentru motivele arătate, varianta (a) nu a fost reţinută la soluţionarea problemei.

A doua variantă, aplicată cu bune rezultate la redresarea unor construcţii pe loess [1], [2], constînd din umezirea progresivă controlată a pămîntului de sub fundaţii, în vederea producerii unor tasări neuniforme în sensul redresării, nu putea fi aplicată în deplină siguranţă, în condiţiile de teren de pe amplasament, caracterizate prin prezenţa unor strate lenticulare de luturi argiloase nemacroporice, alternate cu formaţii argilo-prăfoase, sensibile la înmuiere. În asemenea condiţii, umezirea terenului ar fi putut conduce la tasări neuniforme în direcţii nedorite, în funcţie de distribuţia neordonată a stratelor, în plan şi adîncime. Pe lîngă aceasta, permeabilitatea mai scăzută a stratelor de luturi argiloase şi capacitatea lor mai mare de reţinere a apei, sub formă legată, făcea nesigură operaţia de dirijare a umezirii, în vederea obţinerii unei tasări neuniforme a construcţiei, în sensul cerut de redresarea acesteia.

A treia variantă de soluţie, studiată, propusă în final pentru utilizare, şi aplicată, avea un precedent la scară mai redusă constînd în redresarea unui castel de apă înclinat, de 100 m³ capacitate, fundat pe loess, lîngă Medgidia [3].

În cazul blocului înclinat „K”, din şoseaua Giurgiului, dimensiunile generale ale construcţiei, mult deosebite de cele ale exemplului precedent tratat, forma în plan a sistemului de fundaţii continue din beton simplu şi particularităţi ale structurii şi situaţiei, după înclinarea construcţiei, au făcut necesară elaborarea detaliată a unui mod de lucru care să asigure controlul permanent al mişcărilor construcţiei, în toată perioada de redresare, şi să permită dirijarea acestui proces, după un program dinainte fixat.

Procedeul adoptat se bazează se următoarele consideraţii de ordin teoretic general (fig. 8) :

O fundaţie directă continuă, de tipul celei pe care este aşezată construcţia blocului „K” din şoseaua Giurgiului, ajunge să transmită o încărcare de cedare laterală a terenului, dacă presiunea medie repartizată pe talpa fundaţiei depăşeşte presiunea critică dată de expresia generală :

$$p_{cr} = \gamma \cdot \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma \cdot h \cdot N_q + c N_c$$

în care :

N_γ, N_q, N_c sînt factori de capacitate portantă ale căror valori adimensionale depind de unghiul de frecare internă φ al pămîntului ;

γ — greutatea unităţii de volum a pămîntului ;

h — adîncimea de fundare ;

B — lăţimea fundaţiei ;

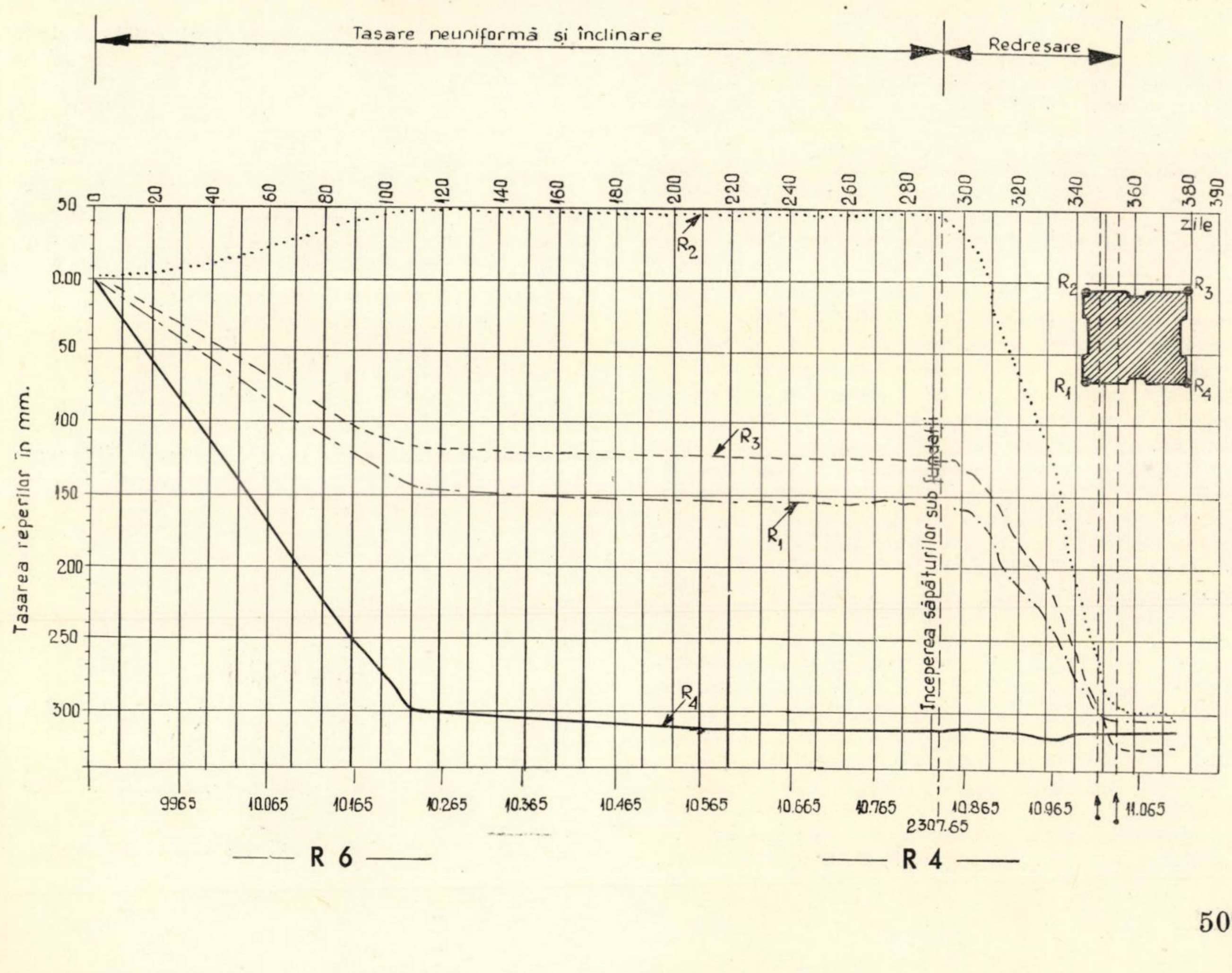
c — coeziunea pămîntului.

Repartiţia probabilă a presiunilor la contactul dintre fundaţie şi teren trebuie să fie de tipul curbei p_B din figura 8. Repartiţia reală nu poate fi cunoscută, distribuţia presiunilor pe talpa fundaţiei fiind funcţie de intensitatea presiunii medii şi de cedarea plastică locală a terenului.

La dimensiunile în plan ale fundaţiilor blocului „K” şi pentru caracteristicile terenului de fundaţie, presiunea critică se menţinea deasupra valorii presiunii efective medii, chiar în condiţiile excavării terenului dintre fundaţii, pînă la nivelul tălpii.

Pentru a provoca deci deformarea plastică a suportului, era necesară reducerea suprafeţei de rezemare a fundaţiilor

Fig. 6. Graficul tasării reperilor fixaţi în soclul clădirii în faza de înclinare şi în faza de redresare



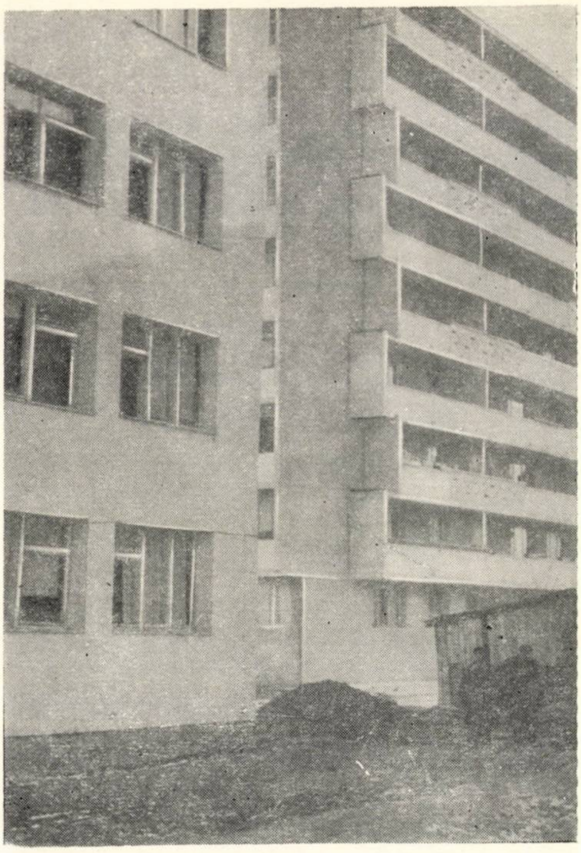


Fig. 7. Fotografia blocului înclinat în urma tasărilor neuniforme

continue şi obţinerea unor cedări plastice locale ale terenului, aşa fel încît tasarea rezultată să conducă la redresarea construcţiei.

Asemenea cedări plastice locale se pot obţine prin excavarea sub fundaţii, pe o înălţime determinată (a), (fig. 8), pînă la apariţia planelor de alunecare corespunzătoare ruperii prin comprimare cu deformare laterală liberă (1). În acest caz şi presiunea distribuită de fundaţie terenului, pe o lăţime mai mică, este concentrată în partea mediană a suprafeţei, în dreptul peretelui rigid şi rezistent al suprastructurii, situaţie care previne suprasolicitarea la încovoiere şi ruperea blocului de beton simplu al fundaţiei.

La un anumit stadiu de reducere a lăţimii suprafeţei pe care rămîne rezemată fundaţia, încărcarea poate transmite presiuni egale cu acea critică şi pot apărea cedări plastice, în pămînt, cu refulare laterală locală a terenului (2), (fig. 8).

Din cele arătate, rezultă că procedeul oferă posibilitatea provocării controlate a unor deformaţii plastice limitate, de natură să asigure tasarea neuniformă a construcţiei în sensul redresării.

Procedeul de redresare adoptat în cazul blocului „K", constînd din reducerea sistematică a suprafeţei de fundare, pînă la situaţia în care se dezvoltă în pămînt deformaţii plastice limitate şi începe cedarea lentă, cu viteză mică de deformare, prezintă avantajul că permite construcţiei rigide autoreglarea distribuţiei presiunilor la contactul cu terenul. Amplitudinea relativ redusă a tasărilor provocate, cu fiecare dezvoltare a procesului de deformare plastică, şi viteza mică de deformare, reglabilă prin conducerea operaţiilor de modificare a secţiunii de suport a construcţiei, dau posibilitatea distribuirii punctelor în care trebuie înlăturat pămîntul de sub fundaţii, pentru a se obţine tasarea şi redresarea în direcţia voită.

În principiu, această metodă subordonează deformaţiile terenului de fundaţie acţiunii construcţiei, adusă în situaţia ca, în limitele rigidităţii şi rezistenţei de care dispune, să se adapteze fără degradări desfăşurării, distribuţiei şi mărimii tasărilor provocate. Acest principiu poate fi extins, ca aplicare, pentru eliminarea riscurilor de cedare a unor elemente de rezistenţă, în cazul unor tasări neuniforme. Ca tehnologie, procedeul nu este nou, fiind de multă vreme folosit în construcţii pentru descintrarea bolţilor, utilizînd reducerea progresivă şi ordonată a secţiunii de suport a stîlpilor din lemn ai cintrului, prin cioplire, ardere etc.

Reuşita lucrării depindea desigur, în mare măsură, de modul de organizare şi realizare a operaţiilor de reducere a suprafeţei de suport a blocului.

Aceste operaţii trebuiau realizate după anumite reguli respectate riguros la efectuarea lucrărilor de detaliu.

Regulile de urmat au fost precizate în proiectul de redresare.

Metoda de excavare controlată şi dirijată a pămîntului de sub fundaţii trebuia să asigure :

1. Reducerea progresivă a suprafeţei de fundare, începînd cu acele porţiuni în care presiunea sporită, rezultată din mişcarea construcţiei, ar fi putut introduce solicitări suplimentare, neadmise, în elementele de rezistenţă ale construcţiei ; acesta era cazul suprafeţelor de fundare din zona muchiei fundaţiilor de beton simplu.

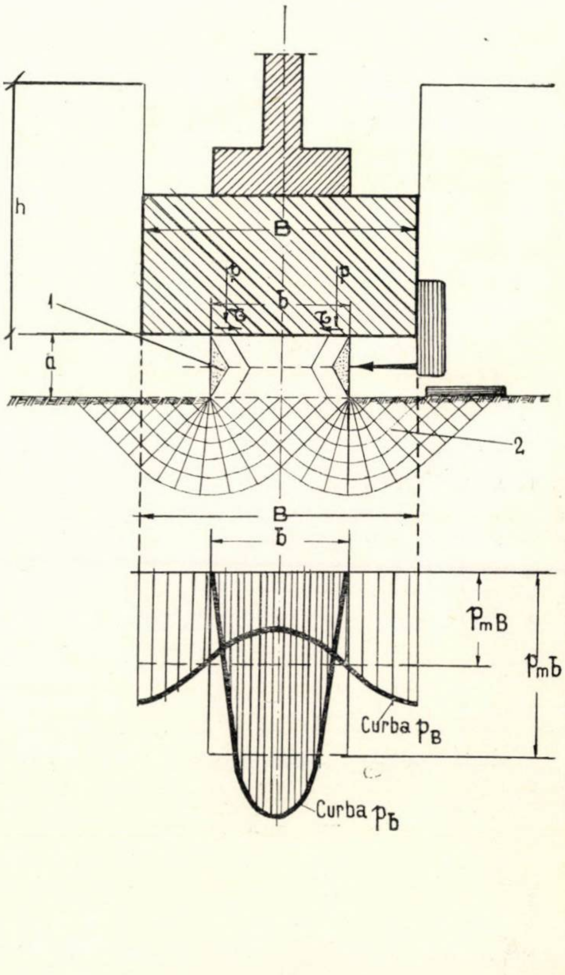
2. Păstrarea unei suprafeţe de rezemare, cu o distribuţie în plan asemănătoare celei iniţiale, în toate etapele lucrărilor de redresare, pentru a se asigura o susţinere a construcţiei, apropiată de condiţiile normale la care a fost dimensionată.

3. Aducerea concomitentă, în stare limită de deformare plastică, a tuturor punctelor de reazem din direcţia redresării, cu scopul de a evita rezemarea locală rigidă, punctuală sau liniară, a structurii, fapt ce ar fi condus la suprasolicitări în elementele ei de rezistenţă.

4. Dirijarea procesului de tasare în direcţia dorită şi evitarea deplasării pe verticală a celui mai tasat colţ (R_4), prin orientarea programului de săpături, în conformitate cu deplasările construcţiei, măsurate exact, la început, o dată pe zi, iar în faza de mişcare continuă a blocului, de două şi chiar de trei ori pe zi.

La adoptarea soluţiei de redresare a blocului, prin excavarea dirijată şi controlată sub fundaţii, s-a avut în vedere faptul că

Fig. 8. Schema procedeului de producere a deformaţiilor plastice controlate, în teren, sub fundaţii



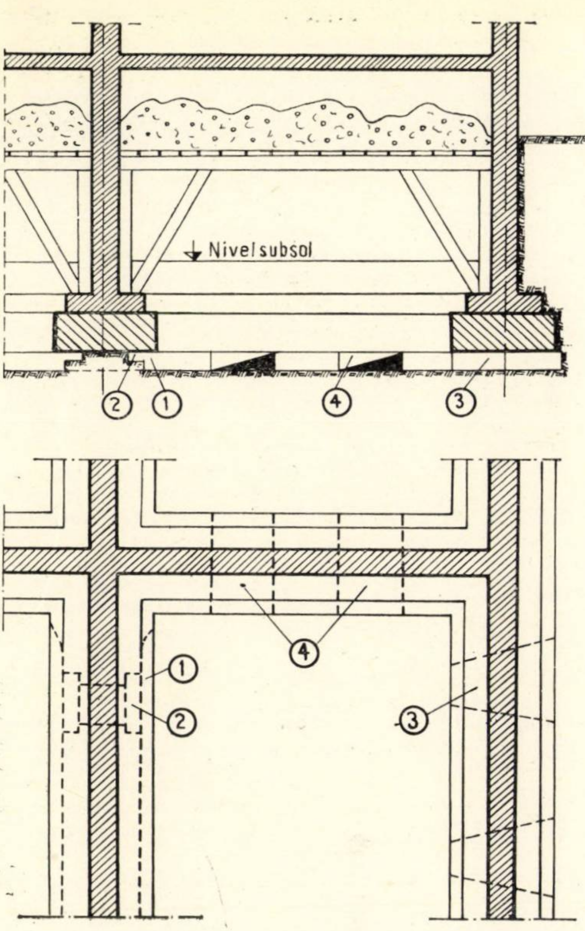


Fig. 9. Schema de execuţie a lucrărilor pregătitoare şi a excavaţiilor sub fundaţii

rigiditatea mare, la încovoiere în plan vertical, şi rezistenţa relativ ridicată a structurii din beton armat, calităţi verificate în faza de înclinare a construcţiei, permiteau, fără pericol, modificarea locală a condiţiilor de rezemare, în anumite limite. De asemenea, pămîntul din zona activă a fundaţiilor, coeziv şi consistent, admitea degajarea controlată a materialului de sub fundaţii.

Trebuie observat că sistemul constructiv al fundaţiilor constituite din blocuri continue de beton simplu, fără legătură de armare cu structura, obliga la limitarea deschiderii libere a săpăturilor, aşa fel încît să nu se producă desprinderea blocului de fundaţie sub greutatea proprie.

Prin proiect s-a precizat şi o serie de lucrări pregătitoare ale operaţiilor de redresare. Între acestea, cele principale au fost următoarele :

— Excavarea pămîntului din subsolul tehnic, pînă la 20 cm sub nivelul planului de fundare, şi depozitarea materialului pe platforme de lemn, rezemate pe cuzineţii de beton armat ai pereţilor construcţiei (fig. 9).

— Demontarea racordurilor de apă — canal şi executarea unei degajări provizorii pentru conductele care colectau apele din precipitaţii de pe terasă, aşa fel încît aceste ape să poată fi evacuate în timpul lucrărilor de redresare.

— Degajarea spaţiului de sub scara de intrare în bloc, rigid legată prin console de beton armat, cu structura construcţiei, pentru a nu se rezema pe teren, în faza de redresare.

— Marcarea încăperilor de la subsol, pentru recunoaşterea, pe plan şi în lucrare, a zonelor şi a punctelor de lucru, introducerea luminii în fiecare încăpere şi prevederea unei derivaţii de telefon în subsol, pentru a păstra legătura directă cu echipele de lucru.

— Organizarea citirilor zilnice de cote ale reperilor fixaţi în soclul clădirii şi a înregistrării acestora pe grafice de tasare, care să redea în mod expresiv deplasarea construcţiei în sensul redresării. Măsurătorile de tasări au fost efectuate pe toată durata lucrărilor şi au continuat un timp, după terminarea acestora, pînă la înregistrarea opririi tasărilor neuniforme.

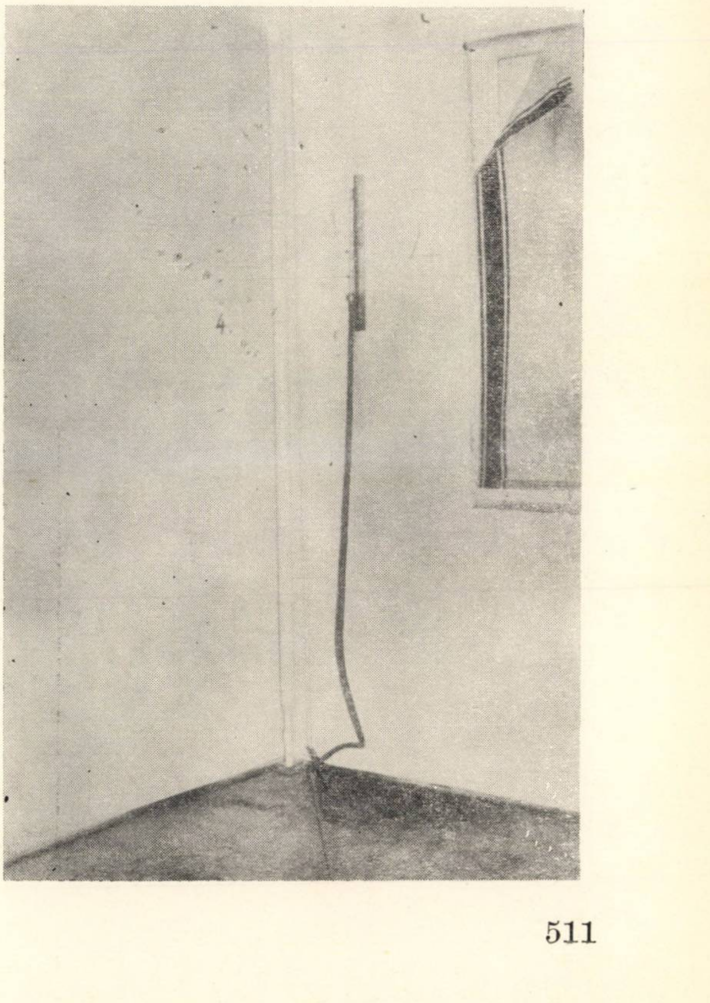
Pentru a se asigura un control deplin şi posibilitatea urmăririi directe a mişcărilor construcţiei, s-au instalat în camerele din colţ, de la parter, tuburi de nivel interconectate şi legate la un rezervor comun (fig. 10). Nivelul lichidului măsurat faţă de nivelul pardoselii, în camerele respective, constituia o indicaţie a stadiului şi influenţei operaţiilor de redresare (fig. 11). La redresarea completă a construcţiei, distanţele nivelelor libere ale lichidului, în tuburile de nivel, trebuiau să fie egale cu aproximaţia dată de abaterea de la orizontalitate a planşeului, existentă de la construcţie.

DESFĂŞURAREA LUCRĂRILOR DE REDRESARE

După terminarea lucrărilor pregătitoare, s-a procedat la executarea primelor săpături sub fundaţii. Pentru a se asigura o dirijare a procesului de redresare potrivit principiilor enunţate, suprafaţa de fundare de circa 264 m^2 a fost compartimentată în fîşii de 1 m lăţime, paralele cu axul de rotaţie al mişcării de redresare. Acest ax trebuia făcut să treacă, ca urmare a modului de conducere a operaţiilor de săpare, prin colţul cel mai tasat (R_4). Pentru a se respecta această condiţie şi a asigura posibilitatea rectificării mersului tasărilor, în sensul redresării, suprafaţa iniţială de fundare a fost compartimentată în patru zone dispuse cîte două, la dreapta şi la stînga planului vertical, în care trebuia să aibă loc mişcarea de rotaţie a construcţiei. Acest plan cuprindea colţurile R_2 şi R_4, respectiv colţul cel mai ridicat, care trebuia să coboare cel mai mult la redresare, şi colţul cel mai tasat, care trebuia să rămînă pe loc (fig. 12).

Pe măsura reducerii suprafeţei de susţinere în fiecare fîşie şi compartiment, se raporta, pe grafice de felul celor din figurile 13—17, suprafaţa de susţinere suprimată prin săpare; efectele rezultate, exprimate ca tasări, se raportau pe graficele din figurile 6 şi 11, programul zilnic de excavaţii sub fundaţii

Fig. 10. Tub de nivel pentru indicarea stadiului redresării construcţiei



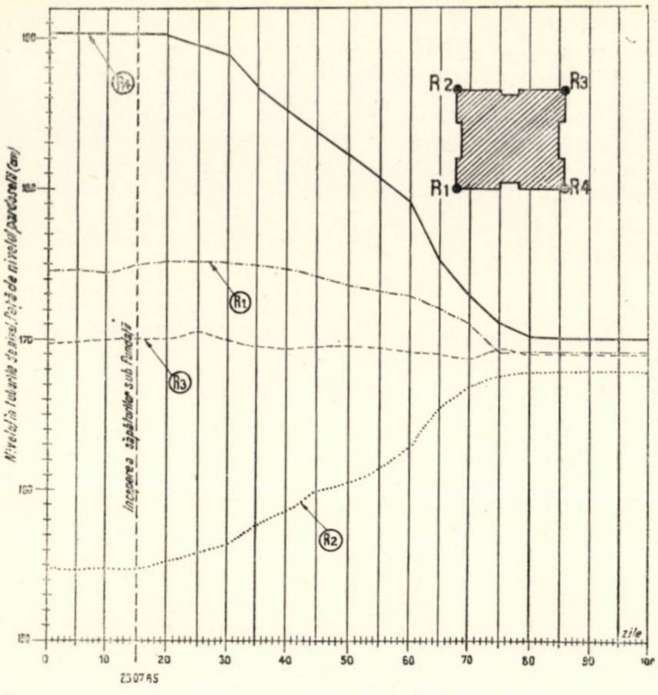


Fig. 11. Graficul variației nivelului lichidului în tuburile indicatoare în faza de redresare

fiind întocmit după citirea tasărilor reperilor, în funcție de valorile înregistrate ale tasărilor din etapa precedentă.

În prima fază, s-a încercat reducerea suprafeței de fundare, prin tăierea pămîntului de sub fundații, cu ajutorul unui cablu cu noduri, acționat de trolii manuale. În acest scop s-au executat găuri orizontale sub talpa fundațiilor, cu o foreză manuală de 2″. Prin găurile făcute cu foreza, s-a trecut cablul cu noduri, care, tras alternativ de două trolii, tăia pămîntul de sub fundații (fig. 18). Operația s-a dovedit dificilă și de slabă productivitate, astfel că procedeul a fost reținut și aplicat, mai departe, numai pentru cîteva porțiuni din suprafața de fundare, mai greu accesibile, în zona fundațiilor din dreptul golului pentru lift.

O accelerare considerabilă a operațiilor de săpare s-a obținut prin degajarea pămîntului de sub părțile laterale ale fundațiilor, de pămîntul aflat sub ele, săpătura fiind făcută cu tesla (fig. 19). Degajarea acestui pămînt s-a făcut, la început, pînă la 30 cm de la muchia fundațiilor, pe circa 25 cm înălțime, apoi s-a continuat pe circa 10 cm înălțime, pînă la 50 cm de la muchia fundațiilor (fig. 19).

La începutul operațiilor de redresare, programul de excavare avea în vedere reducerea suprafețelor de susținere, în mod simetric față de planul de redresare. După primele citiri de tasare, suprafețele de înlăturat prin excavare au fost programate pentru a se obține mișcarea continuă în direcția dorită a construcției și îngrădirea deplasării pe verticală a celui mai tasat colț (R_4). O tendință de ridicare a reperului R_4 era oprită prin excavarea în zonele apropiate colțului respectiv și, invers, o tendință de tasare suplimentară a reperului R_4 era împiedicată, prin excavații mai întinse spre colțul ridicat (R_2). Pentru a se aduce construcția în stare de mișcare continuă, în direcția redresării, și a se asigura controlul și

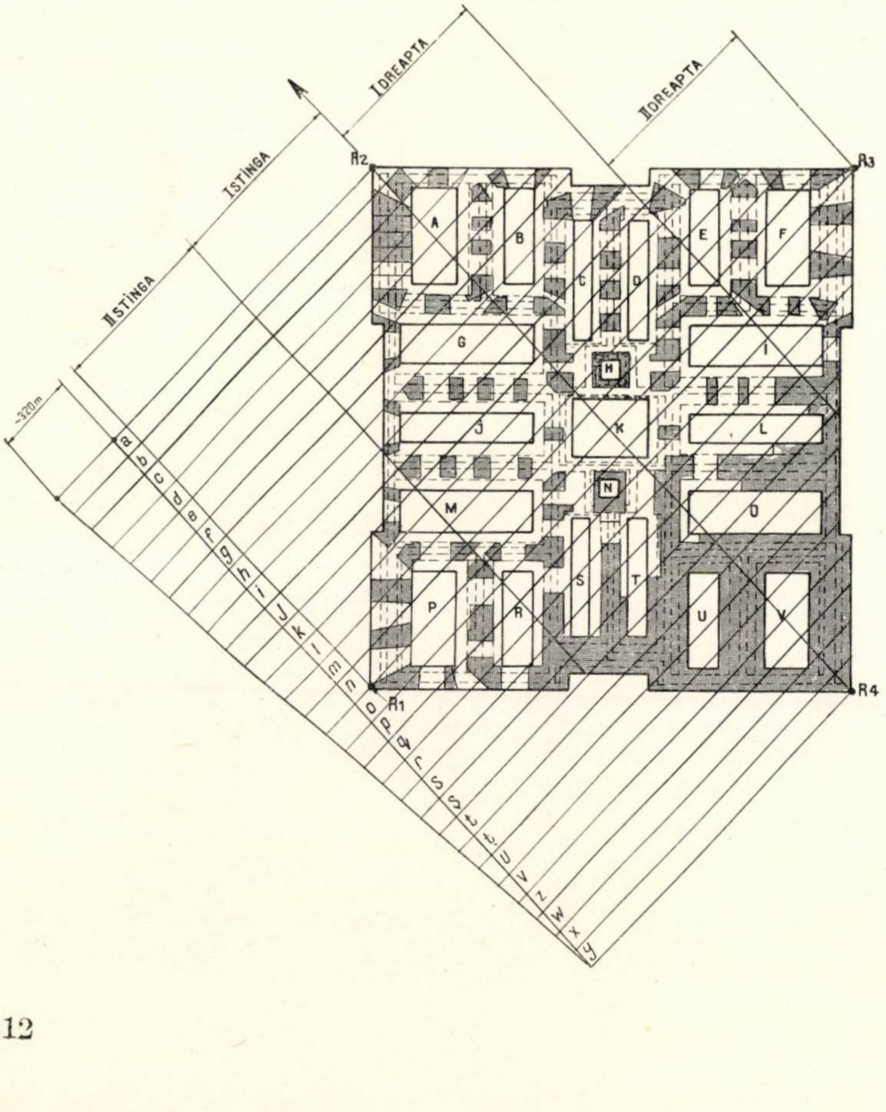


Fig. 12. Planul cu compartimentare a suprafeței de susținere a blocului „K" în vederea organizării săpăturilor sub fundații

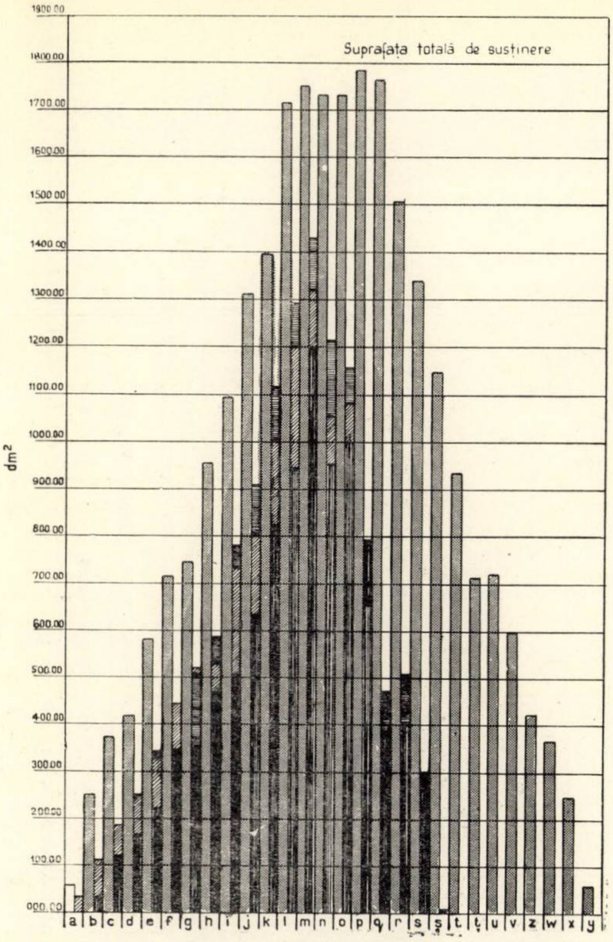


Fig. 13. Grafic de evidenţă a suprafeţelor de susţinere suprimate în cursul operaţiilor de redresare

dirijarea acestei mişcări, au fost necesare şi excavaţii de pătrundere sub fundaţiile pereţilor, de la cameră la cameră, şi pe sub colţuri şi intersecţii de ziduri, precum şi excavaţii spre exterior (fig. 9).

În etapa finală a operaţiilor de redresare, suprafaţa totală de susţinere a construcţiei s-a redus la circa 46 %, ajungînd, spre colţul ridicat, care trebuia tasat, sub 30 % din suprafaţa iniţială (fig. 12).

În aceste condiţii, presiunea suplimentară a construcţiei pe suprafaţa de fundare, din ce în ce redusă, provoca zdrobirea suportului de pămînt şi deformarea sa laterală. S-au putut pune în evidenţă cele două tipuri de cedare plastică, prezentate schematic pe figura 8. Deformaţiile de tipul (1) erau condiţionate, ca amploare, de înălţimea săpăturii sub fundaţii, în timp ce deformaţiile de tipul (2) erau funcţie de lăţimea suportului de pămînt lăsat sub fundaţii. Figura 20 redă o deformaţie de tipul (1), iar figura 21 prezintă o deformaţie de tipul (2) pusă în evidenţă prin deplasarea unei scînduri aşezate ca reper.

Pentru executarea săpăturilor sub fundaţii, în condiţiile grele existente în fronturile înguste de lucru, au fost imaginate, încercate şi folosite unelte de săpare anume confecţionate (fig. 22).

Pe lîngă înregistrările de tasări pe graficul prezentat în figura 6 s-au redat grafic şi citirile pe tuburile de nivel (fig. 11). Apropierea curbelor pentru nivelele din tuburile de nivel, pe grafic, indica redresarea progresivă a construcţiei. Din examinarea graficului de tasare, în sensul redresării, rezultă că pentru reperul R_4, din dreptul celui mai tasat colţ, prin dirijarea săpăturilor, s-a putut obţine menţinerea la cota existentă, cu jocuri de nivel în limitele a circa 6 mm, în timp ce reperul R_2 din colţul mai ridicat a parcurs pe verticală circa 350 mm.

Este de observat că în zona apropiată colţului tasat (R_4), nu a fost necesară excavarea pămîntului de sub fundaţii, deoarece suprafaţa de suport fiind redusă şi în consecinţă presiunile mult sporite, au intervenit tasări de ordinul de mărime cerut de necesitatea redresării construcţiei.

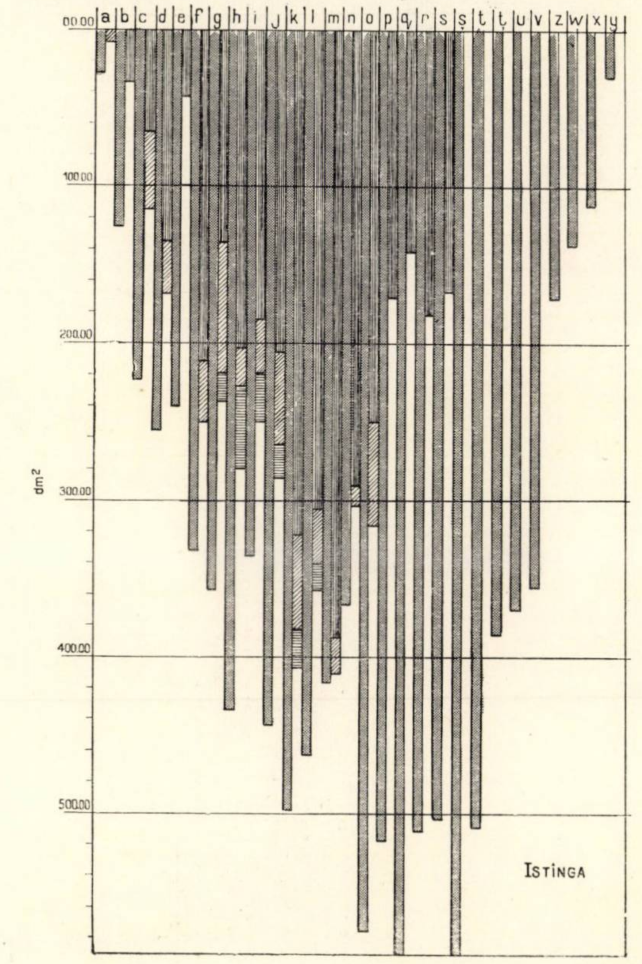
În faza finală a redresării blocului, s-a pus problema frînării progresive a mişcării sale, cu oprirea în poziţie dinainte prescrisă. În acest scop, la atingerea unei diferenţe de 15 mm faţă de cota finală fixată pentru fiecare reper de colţ, pe rînd, s-a procedat la matarea golurilor de sub fundaţii, cu pămînt local stabilizat cu ciment, cu dozaj de 75 kg/m³. S-a început umplerea cu golurile mai puţin accesibile situate sub elementele structurale rigide şi rezistente, intersecţii de ziduri, linia pereţilor etc. Mişcarea în continuare a construcţiei a asigurat compactarea suplimentară a umpluturii. Numai după frînarea mişcării, s-a extins zona umpluturii sub fundaţii şi la consolele de beton simplu.

Pămîntul stabilizat a fost preparat pe loc şi bătut în spaţiul liber sub fundaţii, cu maiuri metalice anume confecţionate (fig. 23). Spre marginea consolelor s-a redus dozajul de ciment la 50 kg/m³ pentru a se da o rezemare mai puţin rigidă acestei porţiuni de fundaţie şi a evita suprasolicitarea acesteia, la încovoiere.

Efectele compactării pămîntului sub fundaţii s-au făcut resimţite, la scurt timp după executarea lucrărilor, aşa cum rezultă din examinarea graficelor (fig. 6 şi fig. 11).

Cantitatea totală de pămînt săpat sub cota de fundare a blocului s-a ridicat la circa 69 m³, lucrîndu-se pentru operaţiile de redresare şi frînare a mişcării blocului, între 23 iulie şi 10 septembrie 1966, zilnic, inclusiv duminica, 10 ore, cu o echipă de circa 15 muncitori.

Fig. 14. Grafic de evidenţă a suprafeţelor de susţinere suprimate în cursul operaţiilor de redresare



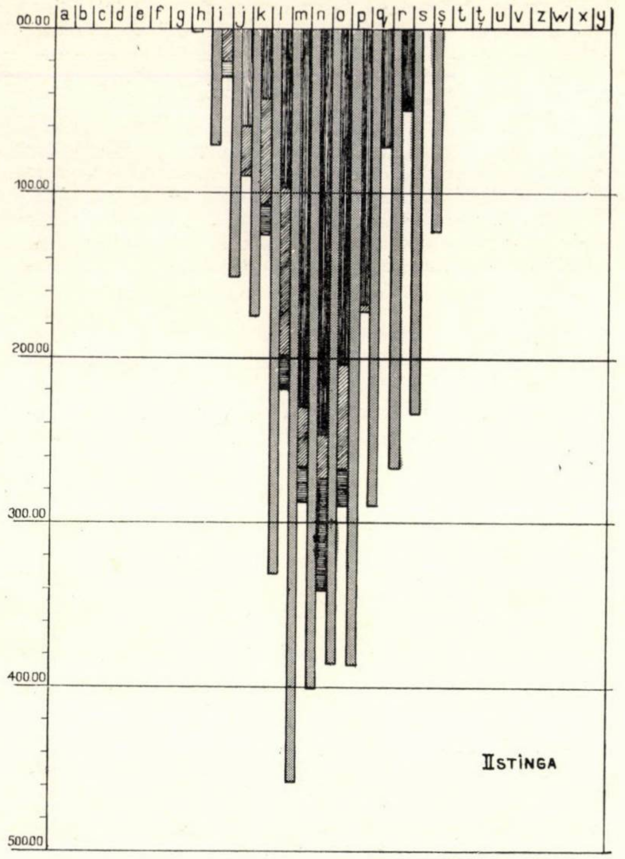


Fig 15. Grafic de evidență a suprafeței de susținere suprimate în cursul operațiilor de redresare

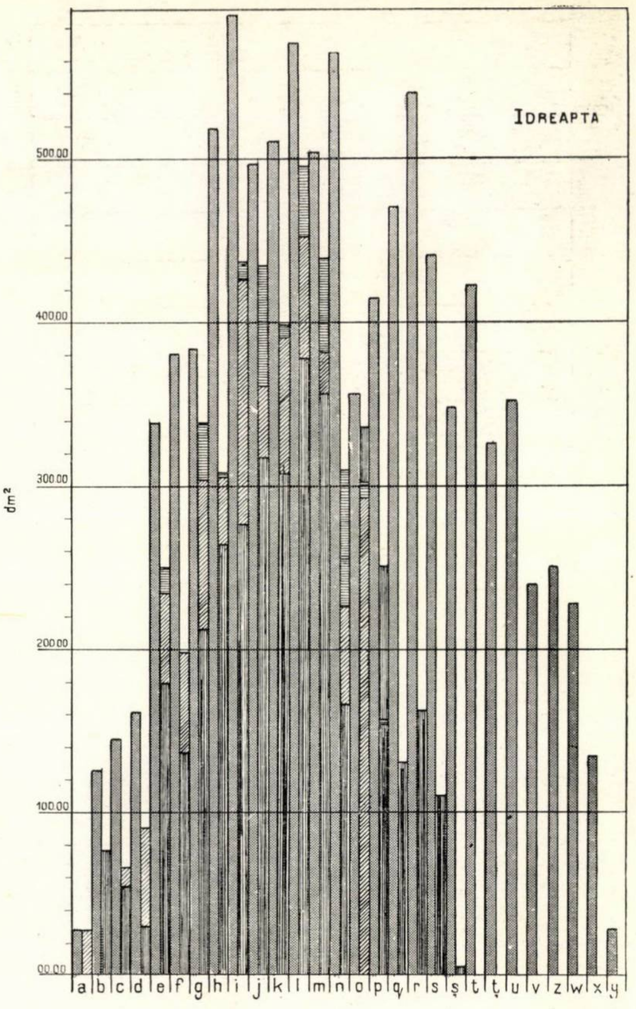


Fig. 16. Grafic de evidență a suprafețelor de susținere suprimate în cursul operațiilor de redresare

După terminarea lucrărilor de redresare și frînarea mișcării blocului, în poziția dorită, s-a procedat la refacerea umpluturii în subsoluri și prevederea unei pardoseli cu pante de colectare și conducere la canalizare a apelor ce se pierd eventual din instalații.

Pardoselile în subsol au fost executate tot cu pămînt stabilizat cu ciment, avînd un dozaj de 100 kg/m³.

Măsurătorile de tasări efectuate în continuare atestă oprirea mișcărilor construcției adusă în poziție verticală, blocul fiind redat exploatării normale.

CONSIDERAȚII FINALE

Lucrările de redresare a blocului „K" din șoseaua Giurgiului au prezentat o particularitate, ce se cuvine a fi subliniată, la terminarea lor cu bune rezultate.

Spre deosebire de proiectele obișnuite de lucrări, în care sînt date, de la început, etapele și detaliile de execuție, în cazul lucrărilor de redresare întreprinse, proiectul întocmit a precizat cîteva principii ale metodei preconizate și natura operațiilor de efectuat, fără a fixa, la detalii, pentru tot parcursul lucrării, procesele tehnologice și succesiunea acestora. O caracteristică a operațiilor de redresare a constituit-o tocmai continua orientare a măsurilor de luat, pe parcurs, în conformitate cu rezultatele obținute în etapa precedentă, puse în evidență prin măsurători atente, minuțioase.

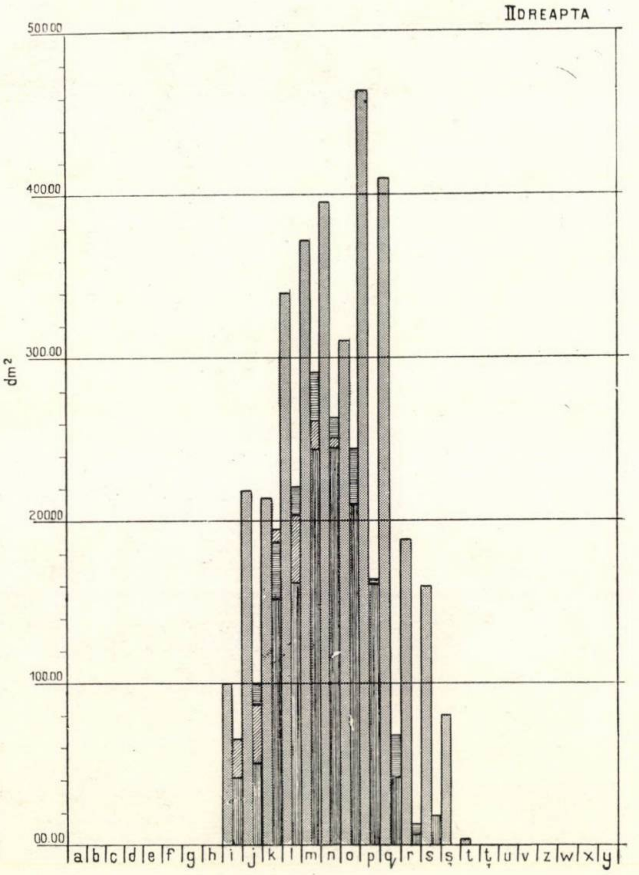


Fig. 17. Grafic de evidență a suprafețelor de susținere suprimate în cursul operațiilor de redresare

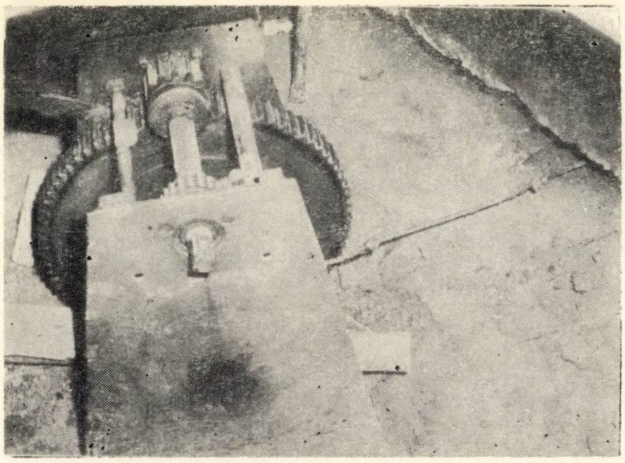


Fig. 18. Fotografie a dispozitivului de tăiere a pămîntului de sub fundații cu ajutorul unui cablu cu noduri

Această trăsătură caracteristică a lucrărilor de redresare a blocului ,,K'' s-a reflectat și în partea economică a proiectului. Nefiind posibilă o anteestimare exactă a tuturor operațiilor de efectuat, proiectul a prevăzut valori pentru categorii

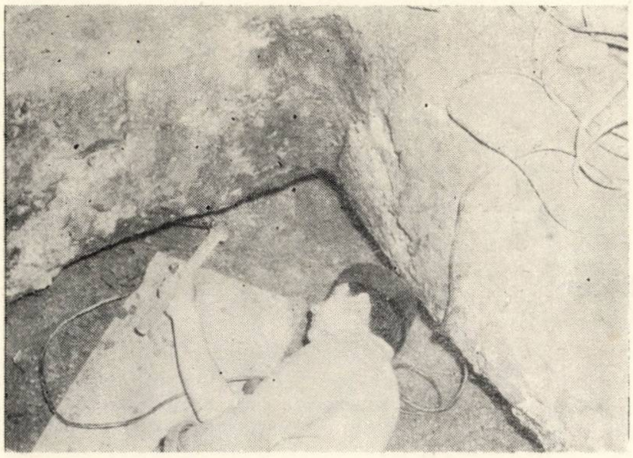
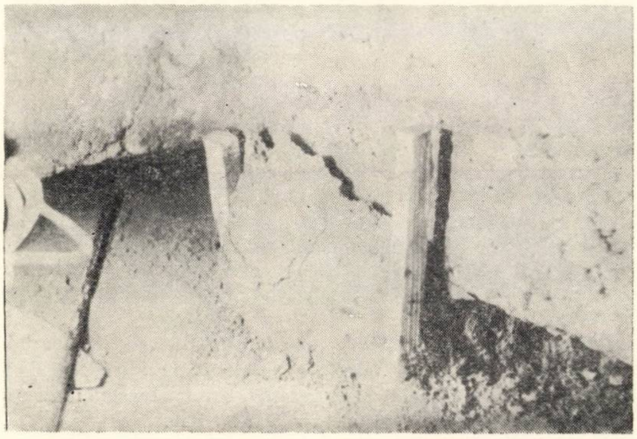


Fig. 19. Fotografie a operației de excavare cu tesle a pămîntului de sub fundații

principale de lucrări, existînd posibilitatea modificării, pe parcurs, a unor capitole de deviz, cu acordul beneficiarului, în cadrul sumei totale alocate.

Necesitatea elaborării tehnologiei în detaliu, condiția de a dirija continuu operațiile de redresare, cu asigurarea absolută

Fig. 20. Fotografie a unei zone de cedare plastică de tipul (1) – fig. 8



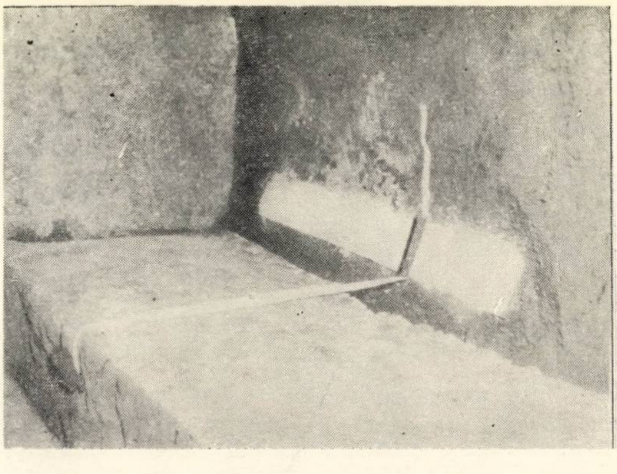


Fig. 21. Fotografie a unei zone de cedare plastică de tipul (2) – fig. 8

a construcției, în fiecare etapă, obligația folosirii eficiente a fondurilor alocate, au condus la crearea unei forme de colaborare între factorii interesați – proiectant, executant și beneficiar – mai strînsă decît în cazurile curente. Răspunderea aplicării competente și consecvente a principiilor metodei de redresare adoptată a revenit unui colectiv din care au făcut parte delegați ai constructorului, proiectantului și beneficiarului. Experiența lucrărilor efectuate pentru redresarea blocului ,,K'' a pus în evidență utilitatea și eficacitatea conducerii colective a lucrărilor. Datorită acestui detaliu organizatoric, care s-a dovedit esențial, proiectantul s-a putut baza în soluționare pe o concepție originală, fundamentată teoretic pe principiile generale ale mecanicii pămînturilor și structurilor;

Fig. 22. Fotografie a uneltelor pentru excavare sub fundații

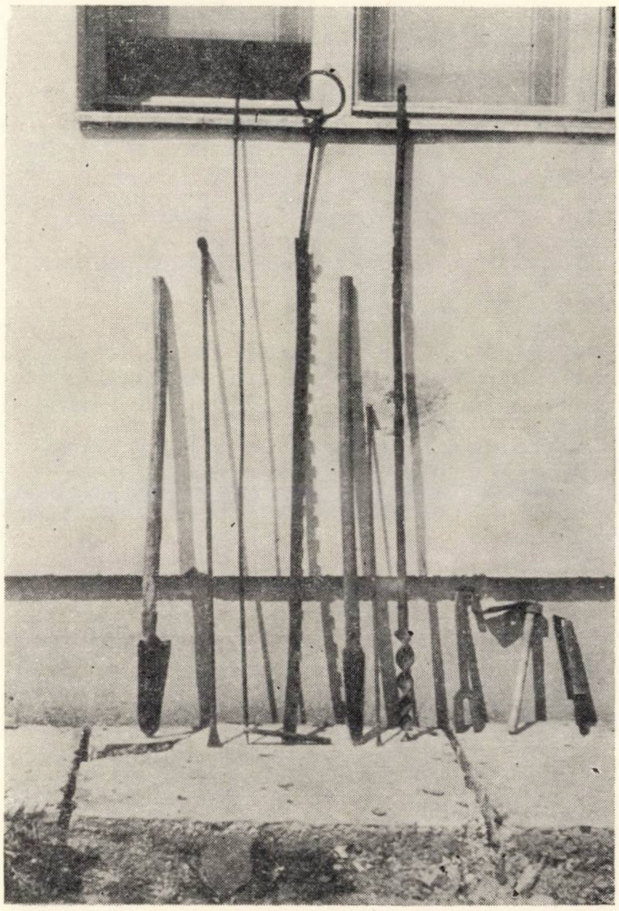


Fig. 23. Fotografie a operației de umplere a golurilor de sub fundații cu pămînt stabilizat

materializarea acestei concepții în soluționarea problemei puse a necesitat elaborarea detaliilor și a programului de lucru și dirijarea procesului de redresare, în funcție de rezultatele parțiale înregistrate și interpretate pe parcursul lucrării.

Constructorul și-a putut pune în valoare capacitățile în stabilirea celor mai potrivite metode de execuție, prin formarea unor echipe de tehnicieni și muncitori capabili să realizeze, cu competență și conștiinciozitate, operațiile de mare răspundere pe care le-a necesitat redresarea blocului „K".

Beneficiarul a fost pus în situația de a cunoaște, în detaliu, mersul lucrărilor și modul de folosire a mijloacelor disponibile și, ca atare, a fost în măsură a dirija folosirea, în condiții optime, a fondurilor alocate.

Reușita lucrărilor este datorată și acestui detaliu organizatoric propriu operațiilor de redresare efectuate pentru blocul „K" din șos. Giurgiului.

Bibliografie

[1] Stănculescu I.: *Tasarea neuniformă și redresarea unei construcții fundate pe loess.* Buletinul Științific al Academiei R.S.R. Tomul IV, Nr. 3–4, 1952.

[2] Beleș A. și Stănculescu I.: *Tassements des constructions fondées sur les sols à grande porosité.* Comptes rendus du cinquième Congres International de Mecanique des Sols et des Travaux de Fondations, 1961.

[3] Stănculescu I., Perlea V., Bally R.J. și Antonescu I.P.: *Redresarea unui castel de apă fundat pe loess și consolidarea terenului de fundație sensibil la înmuiere.* Studii de geotehnică și fundații IX, 1965, ISCH.

Considerații cu privire la fisurarea construcțiilor multietajate cu diafragme din beton armat executate cu tehnologii noi

Ing. A. Fierlinger *
I. P. B.

Dintre structurile utilizate la clădirile de locuit de mare serie, tipul consacrat sub denumirea „fagure" se distinge în mod deosebit atît prin eficiență economică cît și prin faptul că oferă posibilități de aplicare a unor tehnologii noi în scopul reducerii continue a volumului de manoperă pe șantier.

În acest fel se explică extinderea în ultimul timp a acestui tip de structură compusă dintr-o rețea spațială ortogonală de diafragme de beton.

Aplicarea tehnologiilor noi, ca urmare firească a creșterii volumului de lucrări și a accelerării ritmului de execuție, a scos în evidență existența unor fenomene caracteristice betonului armat neglijate în ultimul timp atît de proiectanți cît și de executanți.

Astfel, apariția cu regularitate a unor fisuri în diafragmele unui bloc cu p+4 niveluri, executat cu cofraje metalice încălzitoare tip „tunel", ne-a îndreptat spre analiza mai aprofundată a fenomenelor datorate contracției betonului, variației de temperatură și curgerii lente.

În figurile 1b și 1c sînt prezentate fisurile caracteristice apărute în pereții blocului 50 din ansamblul „Armata Poporului". Pereții sînt prevăzuți cu o armătură în procente de $0{,}15 \div 0{,}25\,\%$.

S-a observat că fisurile au apărut sistematic cu aceleași caracteristici atît la nivelurile inferioare cît și la cele superioare, putîndu-se face aprecierea că armarea folosită nu a avut o influență hotărîtoare în distribuția și deschiderea fisurilor.

De altfel este știut că armătura, prevăzută chiar în cantități sporite, nu atrage după sine înlăturarea fisurilor, ci doar o reducere a deschiderii lor prin înmulțirea numărului și micșorarea distanțelor dintre ele.

Armătura necesară elementelor supuse efectului contracției și variației de temperatură, determinată pe baza cunoștințelor tehnice actuale, conduce la procente de armare ce depășesc de circa două ori procentele obținute din verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor în elementele de beton armat încovoiate.

În această situație devine deosebit de important ca înainte de a recurge la contribuția pe care o poate aduce armarea suplimentară, să ne îndreptăm atenția asupra tehnologiei de execuție, a alcătuirii elementelor, asupra materialelor folosite prin cunoașterea caracteristicilor lor fizico-mecanice, în scopul realizării unor lucrări în condiții tehnico-economice superioare la care fenomenul de fisurare este controlat și eliminat din cea mai mare parte a elementelor structurale.

Lucrarea de față își propune să analizeze tocmai aceste probleme, legate în special de sistemul structurilor tip „fagure", realizate în diverse tehnologii folosite astăzi pe scară largă (glisante, cofraje spațiale, panouri mari etc.). Întrucît la noi în țară nu au apărut pînă în prezent lucrări de specialitate care să indice stadiul actual al problemei, căutăm să arătăm că luarea în considerare a proprietăților elasto-vîscos-plastice ale betonului permite o valorificare rațională a materialelor din care este alcătuită construcția cu efecte tehnico-economice importante.

Studiul teoretic al problemelor s-a făcut pornind de la calculul elastic al eforturilor din pereți și planșee datorită variației de temperatură, aprofundînd aspectul reologic prin luarea în considerare a proprietăților elasto-vîscos-plastice ale betonului.

Ținînd seamă de caracteristicile de adaptare ale betonului, în ultima parte a lucrării sînt arătate unele considerații cu privire la modul de interpretare a fenomenelor cu indicații practice de urmat în proiectare și execuție.

---

* Întocmit în colaborare cu ing. M. Ardare și ing. V. Georgescu din Institutul Proiect București.

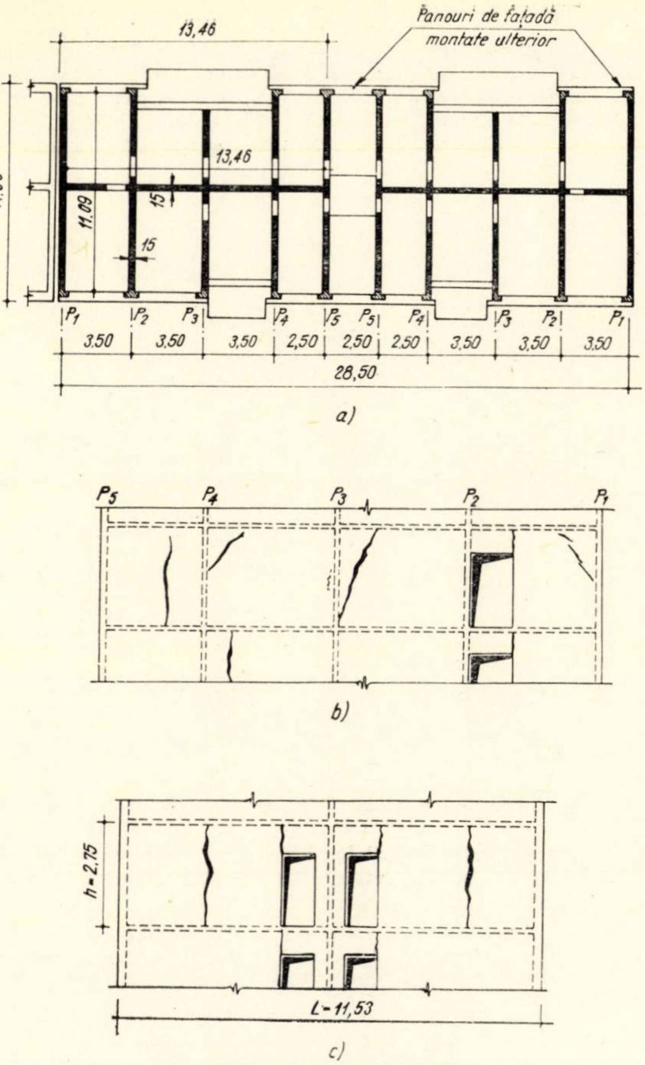

13,46
Panouri de faţadă montate ulterior
11,53
11,09
13,46
15
15
P1 P2 P3 P4 P5 P5 P4 P3 P2 P1
3,50 3,50 3,50 2,50 2,50 2,50 3,50 3,50 3,50
28,50
a)
P5 P4 P3 P2 P1
b)
h=2,75
L=11,53
c)

Fig. 1. Bloc 50, Armata Poporului
a. schema structurală; b. fisuri perete longitudinal; c. fisuri pereţi transversali

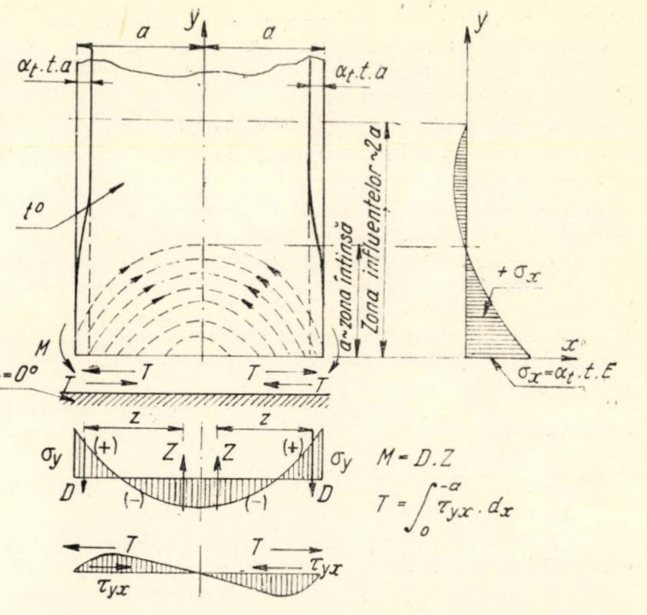

a
y
a
αt.t.a
αt.t.a
y
t°
a-zona întinsă
Zona influentelor ~2a
+σx
M
t1=0°
T
T
T
T
x
σx=αt.t.E
z
z
σy
(+)
Z
Z
(+)
σy
D
(-)
(-)
D
M=D.Z
T = ∫₀^{-a} τyx.dx
T
T
τyx
τyx

Fig. 1 bis. Starea de eforturi: σ_x, σ_y, τ_{yx}, datorită împiedicării deformaţiilor produse de diferenţe de temperatură t° într-un perete încastrat la bază

BAZELE CALCULULUI DIAFRAGMELOR LA VARIAŢIA DE TEMPERATURĂ

Structurile „tip fagure" realizate cu diafragmele verticale şi orizontale din beton şi beton armat constituie sisteme spaţiale static nedeterminate.

Dezvoltarea unor deformaţii din variaţia de temperatură este împiedicată prin legătura rigidă a diafragmelor între ele apărînd eforturi interioare (fig. 1 bis).

Pentru cercetarea acestor eforturi se consideră util şi reprezentativ să se echivaleze fenomenul legat de variaţia de temperatură, de contracţia şi umflarea betonului cu acţiunea unor „forţe generalizate" (T) asupra elementelor sistemului general static nedeterminat. Intensitatea şi locul în care se manifestă starea de eforturi interioare depinde în special de natura legăturilor diafragmelor verticale cu celelalte elemente de construcţie puse în operă în prealabil sau ulterior.

Diversele tehnologii de execuţie utilizate pun desigur probleme diferite. Astfel:

— la construcţiile executate cu cofraje glisante în diafragmele verticale contracţia se face simţită în zona de bază unde pereţii suprastructurii (fig. 1 bis) se leagă de elementele indeformabile ale infrastructurii;

— la execuţia cu cofraje din placaj (tego) predomină efectul împiedicării contracţiei asupra diafragmelor la parter şi cel produs de insolaţie, manifestat în mod deosebit asupra ultimului nivel;

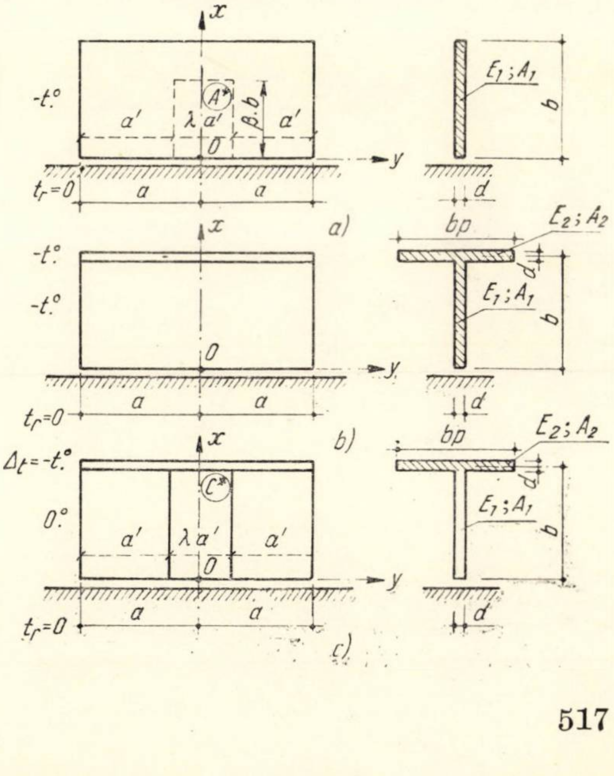
— utilizarea cofrajelor metalice plane cu planşee prefabricate conduce la solicitări în pereţi la toate nivelurile datorită contracţiei betonului din pereţi;

— tehnologia cu cofraje spaţiale încălzitoare pune probleme mai complexe în special datorită tratamentelor termice diferite folosite pentru scurtarea duratei de întărire a betonului. În acest caz este de analizat distinct efectul tratării termice generale sau numai aburirea planşeului.

Avînd în vedere cele de mai sus, studiul analizează starea de eforturi din diafragme datorită unei diferenţe de temperatură „generalizată" asupra următoarelor scheme (fig. 2):

A — perete plin fără placă;
B — perete plin cu placă;
C_1 — perete fracţionat şi placă continuă;
C_2 — perete cu gol de uşă.

Fig. 2. Scheme generale de structură


x
-t°
A*
a'
λa'
β.b
a'
0
y
tr=0
a
a
E1; A1
b
d
a)
x
-t°
-t°
0
y
tr=0
a
a
bp
E2; A2
d
E1; A1
b
d
b)
x
Δt=-t°
C*
0°
a'
λa'
a'
0
y
tr=0
a
a
bp
E2; A2
d
E1; A1
b
d
c)

Diferenţa de temperatură s-a considerat acţionînd asupra diafragmelor în următoarele patru moduri :

— uniformă pe toată înălţimea peretelui sau variabilă liniar pe înălţime în cazul A ;

— uniformă la placă şi perete în cazul B ;

— exercitată numai asupra plăcii în cazurile B şi C_1 ;

— uniformă în cazul C_2.

În ceea ce priveşte condiţiile de rezemare ale peretelui s-au distins două categorii de legături şi anume :

— legături de împiedicare a deformaţiilor liniare ale fibrei de bază (rigiditatea suportului la deformaţii liniare este nulă : $F_r = 0$; sau infinită $F_r = \infty$) ;

— legături de împiedicare a deformaţiilor de încovoiere ale fibrei de bază (rigiditatea suportului la încovoiere este nulă : $I_r = 0$; sau infinită $I_r = \infty$).

Se pot deosebi astfel patru cazuri de legătură între perete şi suportul lui :

1 — $F_r = 0$; $I_r = 0$; rezemare liberă.

2 — $F_r = \infty$; $I_r = 0$; rezemare cu împiedicarea deformaţiilor liniare ale fibrei de bază cu încovoiere liberă.

3 — $F_r = \infty$; $I_r = \infty$; rezemare cu împiedicarea tuturor deformaţiilor bazei.

4 — $F_r = 0$; $I_r = \infty$; rezemare cu împiedicarea deformaţiilor de încovoiere ale bazei dar liberă la deformaţii liniare.

Condiţiile reale de rezemare ale peretelui se situează între cele patru cazuri limită. Cazurile 1 şi 4 au un caracter pur teoretic. În studiul de faţă s-au aprofundat cazurile 2 şi 3 care se înscriu în limitele fenomenelor ce au loc în structurile curent utilizate.

Calculul secţiunii compuse „perete-dală", supuse la încovoiere cu forfecare şi forţe axiale, s-a bazat pe aceleaşi ipoteze simplificatoare valabile în domeniul elastic şi admise pentru beton armat.

De asemenea s-au mai luat în considerare următoarele premize :

— modulul de elasticitate al betoanelor din dală (E_2) şi perete (E_1) variază în timpul execuţiei datorită tratamentului termic utilizat în mod diferit pentru întărirea accelerată a betoanelor din planşee şi pereţi ;

— suprafaţa activă a dalei (A_2) variază cu lăţimea activă a dalei de beton, funcţie de lungimea şi înălţimea peretelui ;

— grosimea dalei fiind relativ mică faţă de înălţimea peretelui se neglijează momentul de inerţie propriu.

Obţinîndu-se axa neutră prin folosirea raportului modulilor de elasticitate $E_2/E_1 = \eta$ şi al suprafeţelor $A_2/A_1 = \mu$ se pot determina atît caracteristicile geometrice ale secţiunii compuse cît şi diagramele eforturilor unitare.

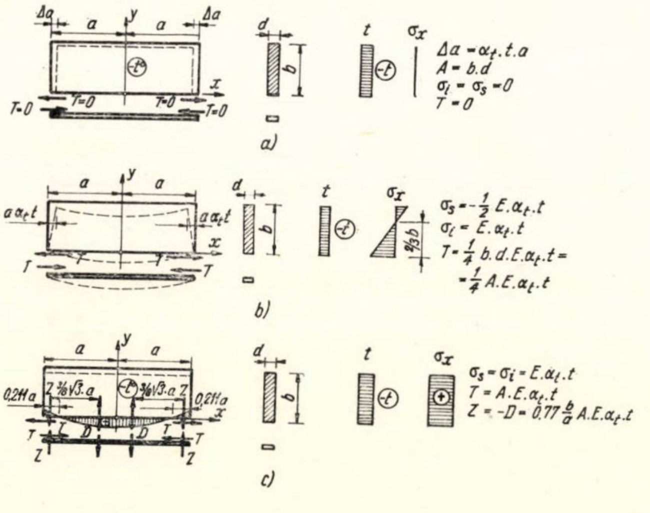
Fig. 3. Solicitări interioare

Perete plin fără placă (A) ; diferenţa de temperatură repartizată uniform

a) rezemare 1 ($F_r = 0$; $I_r = 0$)

b) rezemare 2 ($F_r = \infty$; $I_r = 0$)

c) rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$)



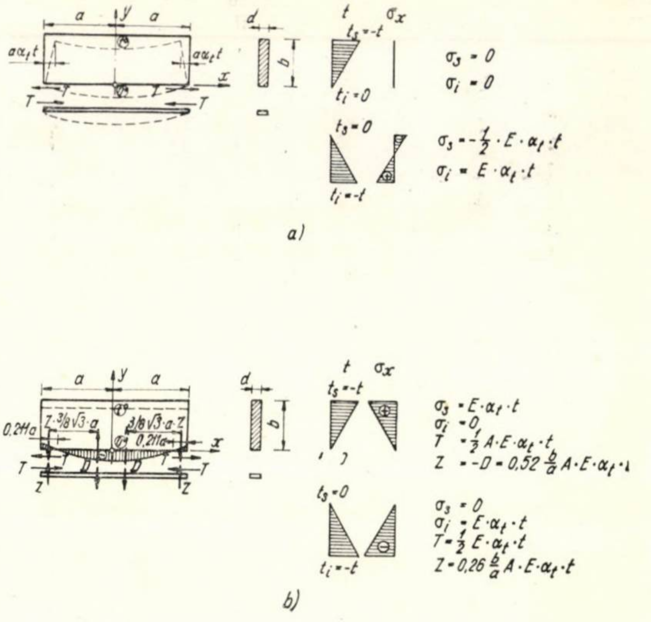


Fig. 3 bis. Solicitări interioare

Perete plin fără placă (A) ; diferenţa de temperatură repartizată variabil linear

a) rezemare 2 ($F_r = \infty$; $I_r = 0$)

b) rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$)

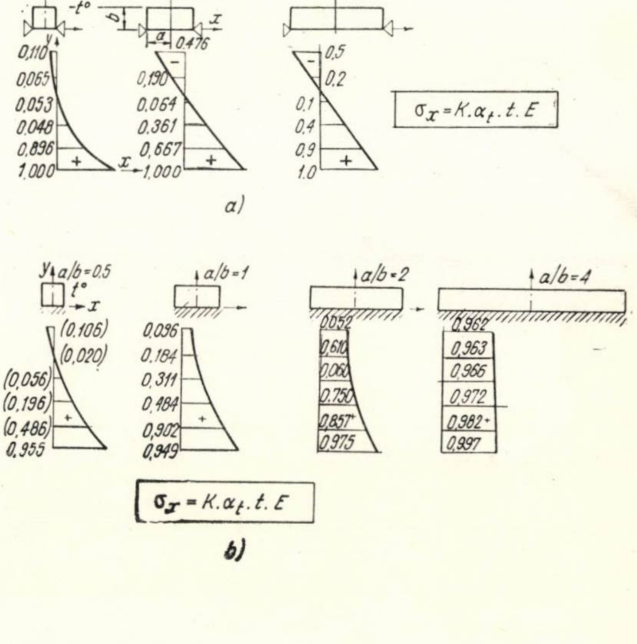
Determinarea stării de eforturi într-un perete omogen, ca urmare a deformării împiedicate pe linia uneia din cele patru laturi ale sale, este o problemă plană a teoriei elasticităţii.

Pentru a avea însă o imagine de ansambu asupra eforturilor, într-o primă aproximaţie, se poate considera o grindă lungă rezemată continuu, supusă la întindere şi încovoiere, datorită împiedicării deformaţiilor produse de variaţia de temperatură. Valorile eforturilor obţinute în acest mod sînt comparate cu valorile deduse pe baza teoriei elasticităţii. Pentru un perete

Fig. 4. Eforturile unitare σ_x în axa peretelui ($X = 0$) pentru diferitele raporturi de laturi a/b în cazul diferenţei de temperatură repartizată uniform pe înălţime (în diagrame sînt indicate valorile coeficientului K)

a) rezemare 2 ($Fr = \infty$; $I_r = 0$)

b) rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$)



plin fără placă cu raportul a/b = 2, supus unei diferenţe de temperatură repartizate uniform pe înălţime, în cazurile 2 şi 3 de rezemare, rezultatele sînt apropiate.

În calcule nu s-a ţinut seamă de efectul forţelor gravitaţionale.

În figurile 3 şi 3 bis sînt arătate valorile solicitărilor interioare pe linia axei $y \div y$ pentru un perete plin fără placă (schema A) supus unei diferenţe de temperatură uniformă şi variabilă liniar, calculate pe baza echilibrului static de la grinzi încovoiate în ipoteza secţiunilor plane.

Din figura 3 se remarcă diferenţa de solicitări interioare în funcţie de natura rezemărilor. În cazul rezemării peretelui fără împiedicarea rotirilor, legătura de bază (între pereţi şi suport) se consideră realizată de o pereche de forţe de fixare T ca rezultante ale forţelor tangenţiale $T = \int_0^a \tau \cdot d \cdot dx$.

În cazul rezemării de încastrare (cu împiedicarea rotirilor) în afara forţelor de fixare T, se dezvoltă şi o pereche de cupluri de încastrare date de forţele D şi Z calculate în ipoteza unei repartiţii în lung a eforturilor unitare normale (σ_y) după o lege parabolică. Ipoteza făcută a fost verificată cu ajutorul calculelor bazate pe teoria elasticităţii şi se înscrie în cadrul unor aproximări admise în practica proiectării.

Faţă de cazul în care rotirea este liberă, încastrarea conduce la schimbarea diagramă, de eforturi interioare devenind uniformă cu valoare $\sigma_s = \sigma_i = E \, . \, \alpha_t . t$, iar forţa de fixare T creşte de patru ori.

Din figura 3 bis se observă deosebirea dintre diagramele de eforturi interioare în funcţie de modul de repartizare pe verticală a diferenţei de temperatură.

Determinînd eforturile σ_x în axul peretelui, pe baza teoriei elasticităţii pentru cazul simplu de repartiţie uniformă a diferenţei de temperatură, se poate constata că valoarea eforturilor interioare este influenţată de raportul a/b al laturilor peretelui şi, în special în cazul legăturii de încastrare, sînt cu atît mai mari cu cît peretele este mai lung (fig. 4).

Diagramele de eforturi σ_x, σ_y şi τ_{xy} şi eforturile principale din interiorul unui perete cu raportul laturilor a/b = 2 (raport întîlnit curent la diafragmele transversale ale construcţiilor de locuinţe) sînt arătate în figurile 5 şi 6.

Starea de eforturi a fost determinată de ing. Schleeh cu ajutorul soluţiilor aplicabile pentru fişii lungi în ipoteza că numai latura de bază are deformaţii împiedicate.

Metoda conduce la soluţii exacte pentru zona centrală a fişiei. Pentru echilibrarea stării de eforturi normale şi tangenţiale rămase reziduale pe conturul celor două zone marginale, sînt necesare operaţii succesive de corecţie.

Ca funcţie de eforturi *A i ry* s-a ales expresia

$$F = \sum_1^{\infty} \frac{1}{\alpha_{n^2}} (A_n \operatorname{ch} \alpha_n y + \alpha_n y \, B_n \cdot \operatorname{sh} \alpha_n y + C_n \operatorname{sh} \alpha_n y +$$

$$+ \alpha_n y \, D_n \operatorname{ch} \alpha_n y) \cos \alpha_n x = 0$$

în funcţie de temperatura $E \alpha_t t_{(x)} = \sum_1^{\infty} t_n \cos \alpha_n x$. Condiţiile de contur puse pentru ipoteza de rezemare $F_r = \infty$; $I_r = 0$ sînt

a) $y = 0 \rightarrow \sigma_y = 0$;

b) $y = 0 \rightarrow$ deformaţia $\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \, \sigma_y) + \alpha_{t'} t = 0$.

c) $y = b \rightarrow \sigma_y = 0$; $\sigma_{yx} = 0$;
d) $x = \pm a \rightarrow \sigma_x = 0$; $\tau_{xy} = 0$

iar pentru ipoteza de rezemare $F_r = \infty$; $I_r = \infty$

a) $y = 0 \rightarrow$ deplasarea $v = 0$;

b) $y = 0 \quad \varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \, \sigma_y) + \alpha_t \cdot t = 0$;

c) $y = b \rightarrow \sigma_y = 0$; $\tau_{yx} = 0$;
d) $x = \pm a \rightarrow \sigma_x = 0$; $\tau_{xy} = 0$.

Prin suprapunerea valorilor eforturilor rezultate din sistemul de relaţii diferenţiale $\left(\sigma_x = \frac{\delta^2 F}{dy^2}; \; \sigma_y = \frac{\delta^2 F}{dx_2}; \; \tau_{xy} = - \frac{\delta^2 F}{dx \cdot dy} \right)$ cu cele obţinute din corecţia stării eforturilor reziduale restante de margine, s-au obţinut valori exacte valabile şi pentru zonele de capăt.

Din analiza rezultatelor obţinute pe baza teoriei elasticităţii scoatem în evidenţă următoarele aspecte :

— Eforturile unitare σ_x acţionează în axul peretelui cu valoarea practic constantă la partea inferioară ($\sigma_x = 1 \cdot \alpha_t \cdot t \cdot E$), ele fiind în această zonă neinfluenţate nici de raportul laturilor a/b şi nici de condiţiile de rezemare (2 sau 3).

În cazul variaţiilor mari de temperatură peretele este expus pericolului de fisurare pe linia axei $y - y$ pe întreaga înălţime în cazul de rezemare de tip 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$) şi pe 2/3 din înălţime în cazul rezemării de tip 2, indiferent de raportul laturilor.

În pereţii lungi expuşi scăderii de temperatură există deci tendinţa de a se forma o serie de fisuri situate teoretic la distanţe egale echivalente cu jumătate din înălţimea peretelui.

— Pentru pereţi cu rezemare liberă la încovoiere, cu raportul laturilor a/b $\geqslant 1$ şi pentru pereţi încastraţi cu raportul laturilor a/b $\geqslant 2$, mărimea eforturilor σ_x rezultată din calculele bazate pe teoria elasticităţii nu se deosebeşte de cea stabilită prin asimilarea cu o grindă.

Eforturile principale de întindere determinate într-o reţea de puncte pe întreaga suprafaţă a peretelui cu raport a/b = 2 se concentrează în zona colţurilor inferioare unde ating valori de 1,6 ÷ 2,6 ori mai mari decît eforturile maxime din secţiunea centrală.

Curba traiectoriilor eforturilor principale, aplatizată pentru cazul 2 de rezemare, se înalţă în cazul încastrării mărind zona cu întinderi importante la circa 70 % din suprafaţa peretelui.

— În cazul rezemării de tip 3 cuplul de încastrare, după calculele bazate pe teoria elasticităţii, este de numai 70 % din valoarea cuplului calculat prin asimilare cu o grindă.

Aceasta aduce corecţii şi forţei de fixare T care se reduce la 77 %.

Subliniem că valorile exacte ale efortulilor unitare nu pot fi stabilite, chiar dacă se face uz de teoria elasticităţii, decît în cazul cunoaşterii comportării reale a legăturii existente dintre perete şi suportul său. Din analiza comparativă a valorilor obţinute prin calculele bazate pe cele două metode rezultă că metodele simplificate conduc la rezultate satisfăcătoare pentru o bună parte a diafragmelor cercetate (cu diferite raporturi a/b). De asemenea combinarea rezultatelor stabilite pentru cele două situaţii limită de rezemare poate duce la valori şi concluzii suficient de exacte.

Starea de eforturi produsă de diferenţa de temperatură repartizată variabil pe înălţime nu a fost verificată prin metode exacte, deoarece pe de o parte acestea presupun operaţii matematice foarte laborioase, iar pe de altă parte ipoteza de repartiţie reală a variaţiei de temperatură nu poate fi cuprinsă într-o lege valabilă şi în timp. O astfel de solicitare se poate produce la o diafragmă şi datorită interacţiunii perete-placă din efectul unor temperaturi diferite între aceste două elemente.

În acest caz, pe linia de contact dintre perete şi placă se nasc eforturi tangenţiale echilibrate $\left(R = \int_{x=-a}^{x=+a} t \, dx = 0 \right)$ pe o zonă de influenţă limitată în perete.

Starea de eforturi σ_x; σ_y şi τ_{xy} în porţiunea limitată de raportul b/a = 1 a fost determinată utilizînd unele soluţii iniţiate de I. Fadle şi prelucrate de dr. ing. Schleeh (fig. 7).

La baza calculelor a stat ipoteza distribuirii uniforme a forţelor tangenţiale în lungul laturii pe care acţionează, fapt care aduce mărirea deformaţiilor şi eforturilor normale din zonele de margine ale peretelui.

Analizînd starea de eforturi prezentată se constată că la o distanţă egală cu jumătatea lungimii peretelui (a/b = 1) eforturile σ_x şi τ_{xy} se amortizează aproape în întregime, iar eforturile σ_y se reduc la 30 %. Aşa dar condiţiile de rezemare nu aduc corective stării de eforturi decît în cazul unor pereţi mai lungi (a/b > 1). Pentru aceste cazuri metoda elaborată de dr. ing. Schleeh conduce la soluţii exacte, dar sînt necesare operaţii succesive de corecţie în vederea echilibrării stării eforturilor reziduale de pe conturul peretelui.

În cazul conlucrării dalei cu peretele, la temperatură uniformă pe toată secţiunea, în situaţia de rezemare 2 (fig. 8 a)

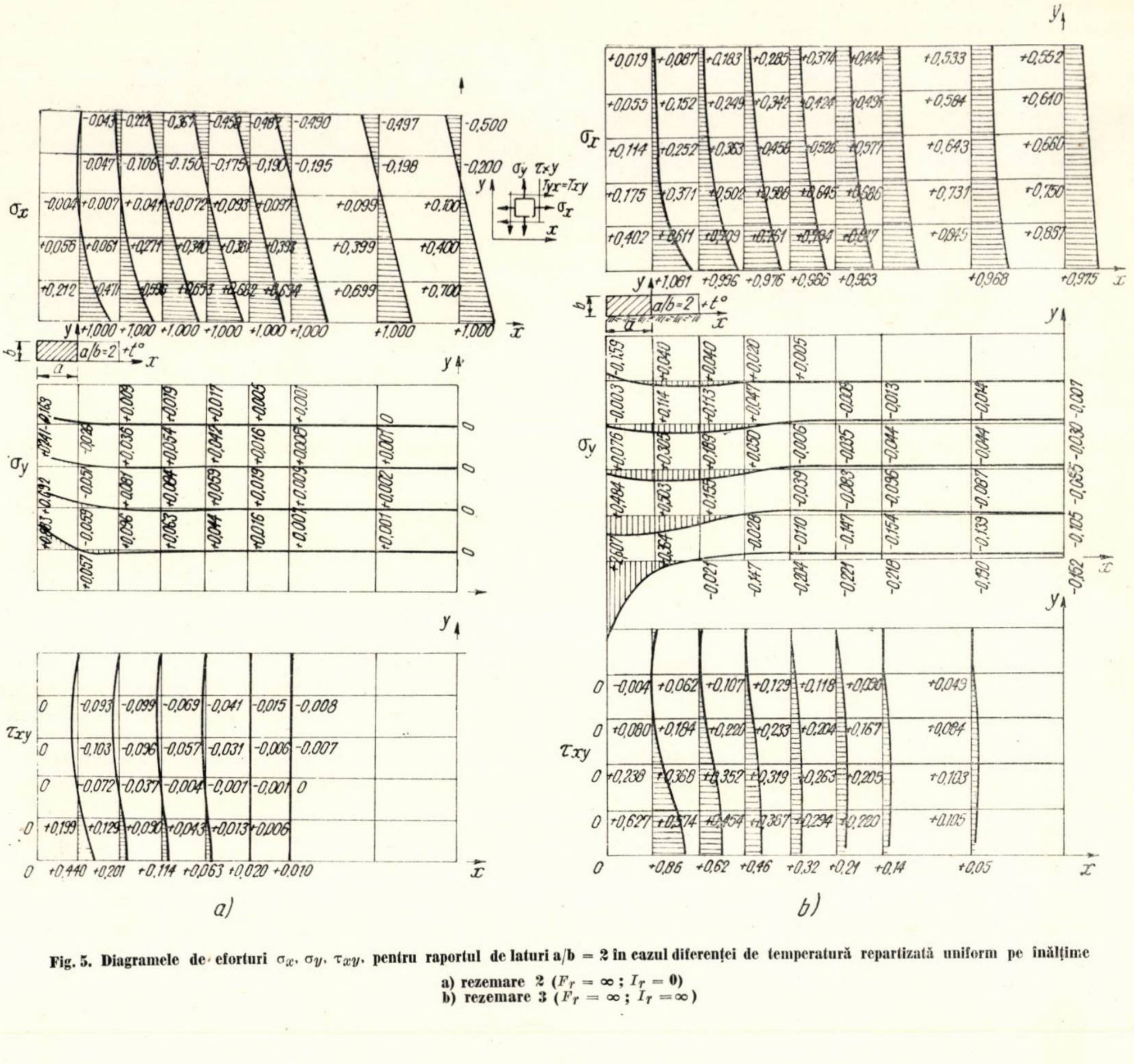
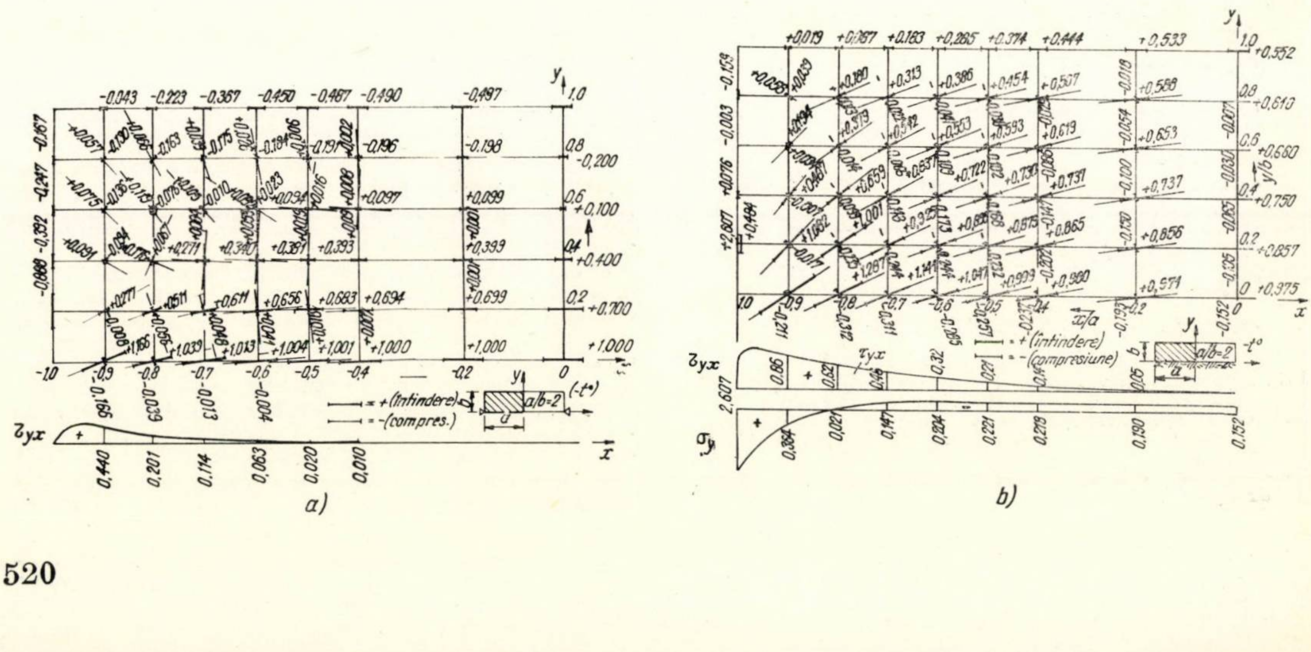


Fig. 5. Diagramele de eforturi σ_x, σ_y, τ_{xy}, pentru raportul de laturi a/b = 2 în cazul diferenței de temperatură repartizată uniform pe înălțime

a) rezemare 2 ($F_r = \infty$; $I_r = 0$)
b) rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$)

Fig. 6. Eforturile principale pentru raportul de laturi a/b = 2 în cazul diferenței de temperatură repartizată uniform pe înălțime

a) rezemare 2 ($F_r = \infty$; $I_r = 0$)
b) rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$)



-0,043 -0,223 -0,367 -0,450 -0,487 -0,490 -0,497
1,0 0,8 0,6 0,4 0,2 0
-0,200 +0,100 +0,400 +0,700 +1,000
-1,0 -0,9 -0,8 -0,7 -0,6 -0,5 -0,4 -0,2 0
= +(întindere)
= -(compres.)
a/b=2 (-t°)
τyx
0,440 0,201 0,114 0,063 0,020 0,010
x
y
+0,019 +0,087 +0,183 +0,265 +0,374 +0,444 +0,533
+0,552 +0,610 +0,660 +0,750 +0,857 +0,975
x/a
y/b
= +(întindere)
= -(compresiune)
a/b=2 -t°
τyx
σy
2,607
0,86 0,62 0,46 0,32 0,21 0,14 0,05
0,364 0,021 0,147 0,224 0,221 0,219 0,190 0,152
a)
b)

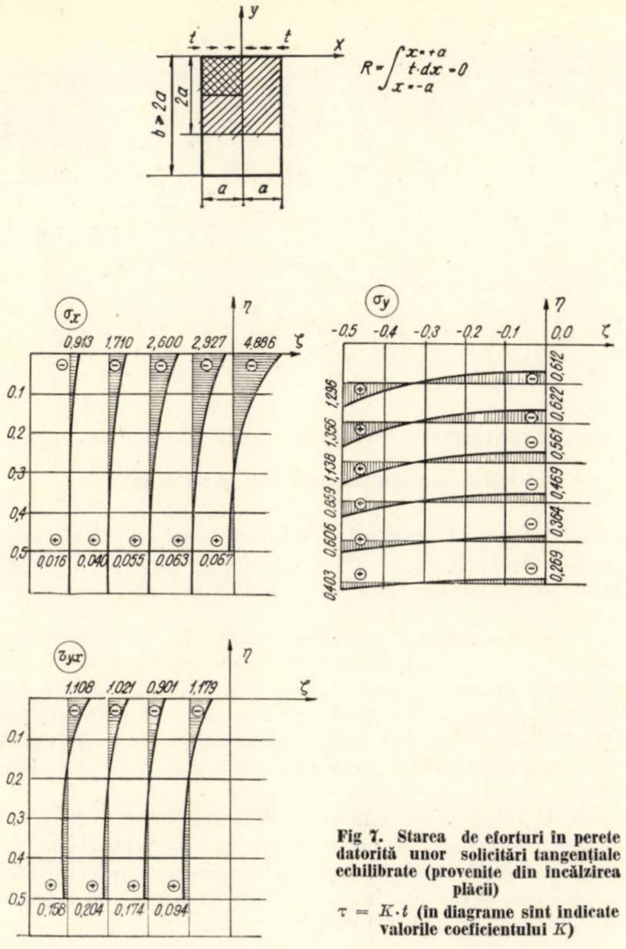

y
t
t
x
$R=\int_{x=-a}^{x=+a} t\cdot dx=0$
b ≥ 2a
2a
a
a
σx
η
ζ
0,913
1,710
2,600
2,927
4,886
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,016
0,040
0,055
0,063
0,067
σy
-0,5
-0,4
-0,3
-0,2
-0,1
0,0
1,296
1,356
1,138
0,659
0,606
0,403
0,612
0,622
0,561
0,469
0,364
0,269
τyx
1,108
1,021
0,901
1,179
0,158
0,204
0,174
0,094

Fig 7. Starea de eforturi în perete datorită unor solicitări tangenţiale echilibrate (provenite din încălzirea plăcii)

$\tau = K\cdot t$ (în diagrame sînt indicate valorile coeficientului K)

variaţia eforturilor în axul peretelui este de aceeaşi alură cu variaţia obţinută pentru peretele simplu fără placă avînd aceeaşi valoare la bază $\sigma_{1i} = E_i\cdot\alpha_t\cdot t$. Deosebirea constă în valoarea efortului din fibra superioară care depinde de raportul secţiunilor $\mu = A_2/A_1$ şi raportul modulilor de elasticitate $n = E_2/E_1$. Forţa de fixare T fiind funcţie de eforturile normale $T = \int_{y=0}^{y=b} \sigma_n\, d_y$ suferă influenţa aceloraşi parametri. În situaţia de rezemare 3 deosebirea faţă de peretele simplu este similară. Se constată că eforturile sînt constante pe înălţime şi depind de modulii de elasticitate ai elementelor ($\sigma_2 = E_2\cdot\alpha_t\cdot t$; $\sigma_1 = E_1\cdot\alpha_t\cdot t$).

Analizînd cazul în care temperatura se exercită doar asupra planşeului, conlucrarea face ca acesta să acţioneze asupra peretelui producînd eforturi interioare, chiar cînd nu există legături suplimentare (fig. 9 a). Datorită împiedicării deformaţiilor planşeului de către perete, la o scădere de temperatură

Fig. 9 Solicitări interioare; perete plin cu placă (B) diferenţa de temperatură aplicată numai asupra plăcii

a) rezemare 1 ($F_r = 0$; $I_r = 0$)
b) rezemare 2 ($F_r = \infty$; $I_r = 0$)
c) rezemare 4 ($F_r = 0$; $I_r = \infty$)
d) rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$)

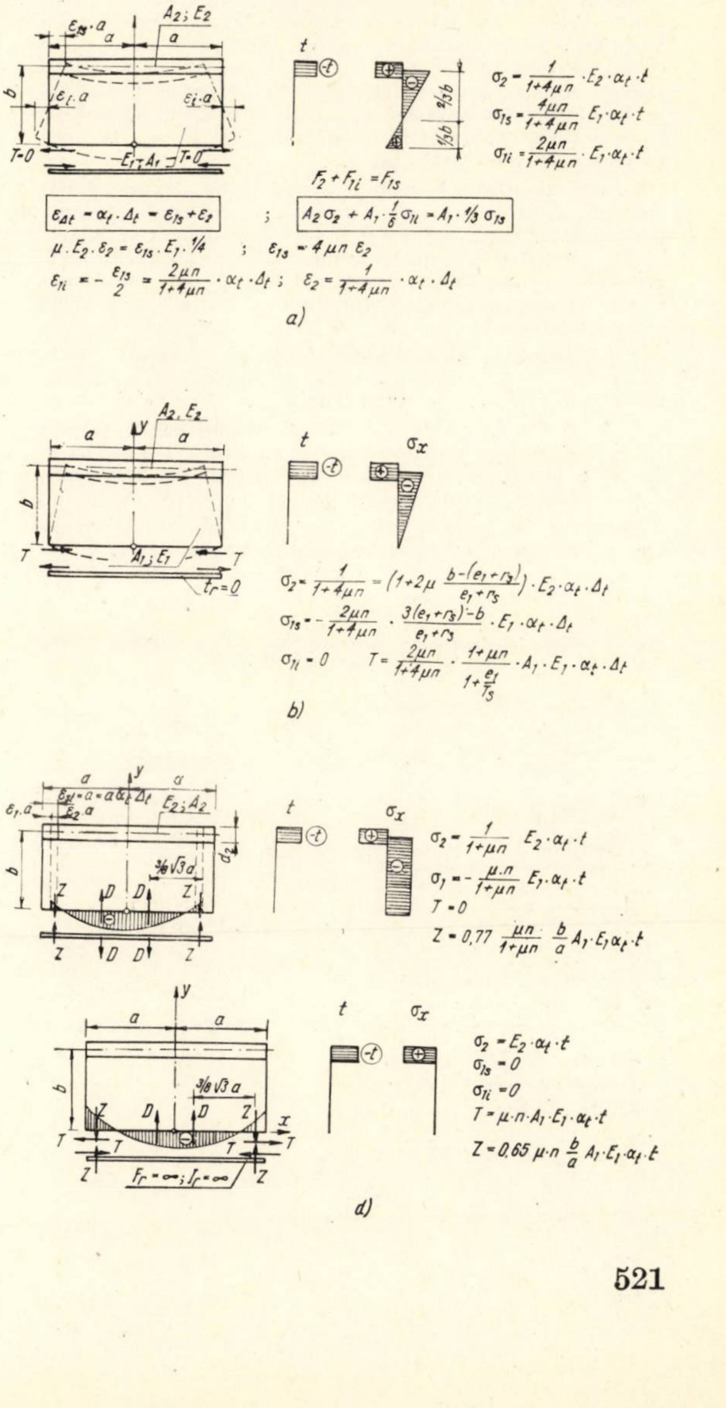
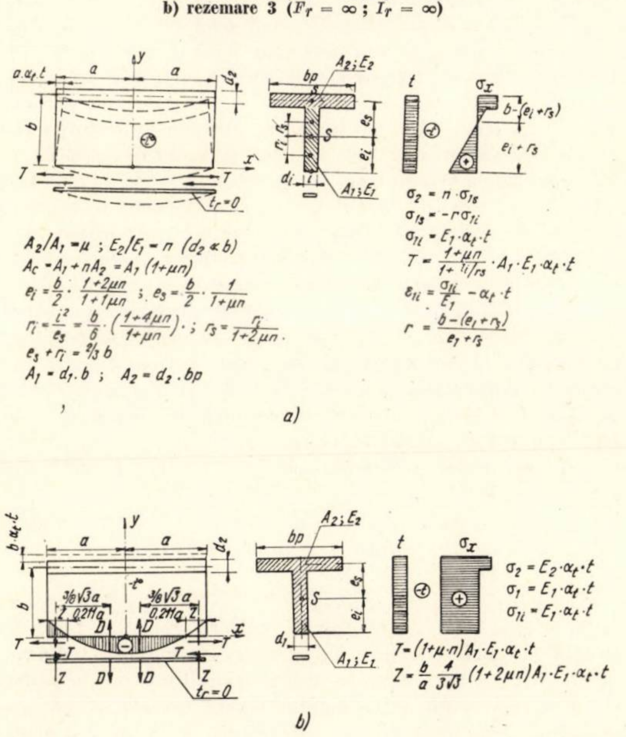

$A_2; E_2$
$\varepsilon_{1s}\cdot a$
a
a
b
$\varepsilon_i\cdot a$
$\varepsilon_i\cdot a$
T=0
$E_1; A_1$
T=0
t
-t
2/3 b
1/3 b
$\sigma_2 = \frac{1}{1+4\mu n}\cdot E_2\cdot\alpha_t\cdot t$
$\sigma_{1s} = \frac{4\mu n}{1+4\mu n} E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$\sigma_{1i} = \frac{2\mu n}{1+4\mu n}\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$F_2 + F_{1i} = F_{1s}$
$\boxed{\varepsilon_{\Delta t} = \alpha_t\cdot\Delta_t = \varepsilon_{1s}+\varepsilon_2}$; $\boxed{A_2\sigma_2 + A_1\cdot\frac{1}{6}\sigma_{1i} = A_1\cdot\frac{1}{3}\sigma_{1s}}$
$\mu\cdot E_2\cdot\varepsilon_2 = \varepsilon_{1s}\cdot E_1\cdot\frac{1}{4}$; $\varepsilon_{1s} = 4\mu n\,\varepsilon_2$
$\varepsilon_{1i} = -\frac{\varepsilon_{1s}}{2} = \frac{2\mu n}{1+4\mu n}\cdot\alpha_t\cdot\Delta_t$; $\varepsilon_2 = \frac{1}{1+4\mu n}\cdot\alpha_t\cdot\Delta_t$
a)
A_2, E_2
a
y
a
t
σx
-t
b
T
$A_1; E_1$
T
$t_r=0$
$\sigma_2 = \frac{1}{1+4\mu n} = \left(1+2\mu\frac{b-(e_1+r_3)}{e_1+r_3}\right)\cdot E_2\cdot\alpha_t\cdot\Delta_t$
$\sigma_{1s} = -\frac{2\mu n}{1+4\mu n}\cdot\frac{3(e_1+r_3)-b}{e_1+r_3}\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot\Delta_t$
$\sigma_{1i} = 0$
$T = \frac{2\mu n}{1+4\mu n}\cdot\frac{1+\mu n}{1+\frac{e_1}{r_3}}\cdot A_1\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot\Delta_t$
b)
a
y
a
$\varepsilon_{1}\cdot a$
$\varepsilon_2\cdot a$
$E_2; A_2$
d_2
b
$3/8\sqrt{3}a$
Z
D
D
Z
t
-t
σx
$\sigma_2 = \frac{1}{1+\mu n} E_2\cdot\alpha_t\cdot t$
$\sigma_1 = -\frac{\mu\cdot n}{1+\mu n} E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$T = 0$
$Z = 0{,}77\,\frac{\mu n}{1+\mu n}\,\frac{b}{a} A_1\cdot E_1\alpha_t\cdot t$
y
a
a
t
σx
-t
b
$3/8\sqrt{3}a$
Z
D
D
Z
T
T
$F_r=\infty; I_r=\infty$
$\sigma_2 = E_2\cdot\alpha_t\cdot t$
$\sigma_{1s} = 0$
$\sigma_{1i} = 0$
$T = \mu\cdot n\cdot A_1\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$Z = 0{,}65\,\mu\cdot n\,\frac{b}{a} A_1\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
d)

Fig. 8. Solicitări interioare – perete plin cu placă (B); diferenţa de temperatură repartizată uniform

a) rezemare 2 ($F_r = \infty$; $I_r = 0$)
b) rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$)


$a\cdot\alpha_t\cdot t$
a
y
a
d_2
b
T
T
$t_r=0$
bp
$A_2; E_2$
S
r_i
r_s
e_s
e_i
d_i
$A_1; E_1$
t
σx
$b-(e_i+r_s)$
e_i+r_s
$A_2/A_1 = \mu$; $E_2/E_1 = n$ ($d_2 \ll b$)
$A_c = A_1 + nA_2 = A_1(1+\mu n)$
$e_i = \frac{b}{2}\cdot\frac{1+2\mu n}{1+1\mu n}$; $e_s = \frac{b}{2}\cdot\frac{1}{1+\mu n}$
$r_i = \frac{i^2}{e_s} = \frac{b}{6}\cdot\left(\frac{1+4\mu n}{1+\mu n}\right)$; $r_s = \frac{r_i}{1+2\mu n}$
$e_s + r_i = 2/3\,b$
$A_1 = d_1\cdot b$; $A_2 = d_2\cdot bp$
$\sigma_2 = n\cdot\sigma_{1s}$
$\sigma_{1s} = -r\sigma_{1i}$
$\sigma_{1i} = E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$T = \frac{1+\mu n}{1+r_i/r_s}\cdot A_1\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$\varepsilon_{1i} = \frac{\sigma_{1i}}{E_1} - \alpha_t\cdot t$
$r = \frac{b-(e_1+r_s)}{e_1+r_s}$
a)
$b\cdot\alpha_t\cdot t$
a
y
a
d_2
b
$3/8\sqrt{3}a$
$0{,}211a$
$3/8\sqrt{3}a$
$0{,}211a$
Z
D
D
Z
T
T
$t_r=0$
bp
$A_2; E_2$
S
e_s
e_i
d_1
$A_1; E_1$
t
σx
$\sigma_2 = E_2\cdot\alpha_t\cdot t$
$\sigma_1 = E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$\sigma_{1i} = E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$T = (1+\mu\cdot n)A_1\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
$Z = \frac{b}{a}\,\frac{4}{3\sqrt{3}}(1+2\mu n)A_1\cdot E_1\cdot\alpha_t\cdot t$
b)

iau naştere în placă eforturi de tensiune, iar în perete compresiuni în fibra superioară şi tensiuni în fibra inferioară, valorile eforturilor depinzînd de parametrii μ şi n. Fibra de la baza peretelui se lungeşte.

În situaţia de rezemare 2 ($F_r = \infty$; $I_r = 0$), pentru a menţine lungimea iniţială a fibrei inferioare, apare forţa de legătură T care conduce (prin suprapunere de efecte) la corectarea diagramelor iniţiale, rezultînd la bază $\sigma_{1i} = 0$.

Înainte de a studia situaţia de rezemare extremă ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$) am analizat şi o ipoteză de rezemare cu împiedicarea încovoierii ($I_r = \infty$), însă cu deformarea liniară liberă ($F_r = 0$).

În acest caz (fig. 9 c) conlucrarea peretelui cu placa conduce la relaţia $\sigma_2 A_2 + \sigma_1 A_1 = 0$, eforturile interioare fiind de tensiune în placă şi compresiune în perete, avînd o valoare constantă pe înălţime. Fibra inferioară se scurtează de fiecare parte cu $\varepsilon_1 a = \frac{\mu n}{1 + \mu \cdot n} \alpha_t \cdot t \cdot a$. Satisfacerea condiţiei de rezemare 3 ($F_r = \infty$; $I_r = \infty$) necesită aplicarea forţei T pentru a readuce fibra inferioară la lungimea iniţială.

Prin suprapunerea efectelor se obţine o stare de eforturi caracterizată prin întinderi în placă de valoare maximă $\sigma_2 = E_2 \alpha_t \cdot t$, iar în perete $\int_{y=0}^{y=b} \sigma_x \, d_y = 0$.

Saltul de eforturi normale σ_x la nivelul de contact dintre perete şi placă este însoţit de eforturi tangenţiale de a căror variaţie în lung depinde şi diagrama eforturilor normale. În cazul diagramei parabolice, eforturile normale au o variaţie liniară. Această analiză, făcută pe baza teoriei elasticităţii privind încărcarea peretelui cu eforturi tangenţiale echilibrate, ne orientează asupra stării de eforturi σ_x ; σ_y ; τ_{xy} în zona peretelui din vecinătatea plăcii.

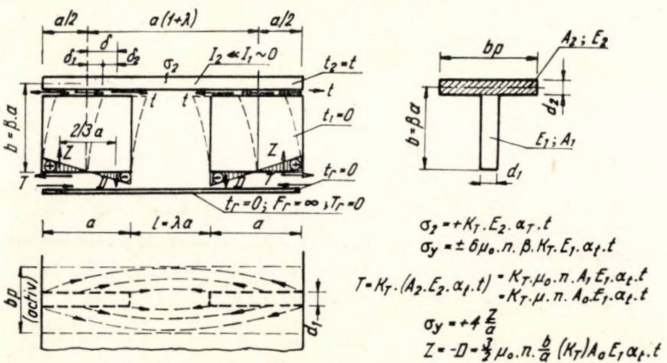
La construcţiile de locuinţe cu structură tip „fagure" există frecvent goluri mari care determină discontinuitatea unor diafragme. În cazul analizat (fig. 10) s-a considerat că temperatura este exercitată numai asupra plăcii. După răcire planşeul tinzînd să se scurteze, în ansamblul perete-planşeu se naşte o stare de eforturi interioare (întindere în planşeu şi momente şi forţe tăietoare în perete).

Presupunîndu-se că distribuţia eforturilor de forfecare de la nivelul de contact perete-placă este parabolică, reiese că eforturile σ_y din încovoiere variază liniar.

Diafragmele cu goluri s-au analizat considerînd rigiditatea buiandrugilor fără aportul dalei, iar calculul s-a întocmit în teoria de cadru ţinînd seama de deformaţiile din încovoiere, forţe axiale şi tăietoare (fig. 11).

Cazul extrem, cînd golul din centru este redus la dimensiunea unei fante, a fost comparat cu restul rezultatelor (vezi tabela comparativă) în vederea unei aprecieri cantitative.

Fig. 10. Solicitări interioare perete fragmentat legat cu placă continuă (C_1). Diferenţa de temperatură aplicată plăcii



$$\sigma_2 = +K_T \cdot E_2 \cdot \alpha_T \cdot t$$

$$\sigma_y = \pm 6\mu_0 \cdot n \cdot \beta \cdot K_T \cdot E_1 \cdot \alpha_t \cdot t$$

$$T = K_T \cdot (A_2 \cdot E_2 \cdot \alpha_t \cdot t) = K_T \cdot \mu_0 \cdot n \cdot A_1 E_1 \cdot \alpha_t \cdot t = K_T \cdot \mu \cdot n \cdot A_0 \cdot E_1 \cdot \alpha_t \cdot t$$

$$\sigma_y = +4 \frac{Z}{a}$$

$$Z = -D = \frac{3}{2} \mu_0 \cdot n \cdot \frac{b}{a} (K_T) A_0 E_1 \alpha_t \cdot t = \frac{3}{2} \mu \cdot n \cdot \frac{b}{a} \cdot K_T \cdot A_1 \cdot E_1 \cdot \alpha_t \cdot t$$

$$A_0 = a \cdot d_1 \; ; \; A_1 = \beta a d_1 = b \cdot d_1 = \beta A_0$$

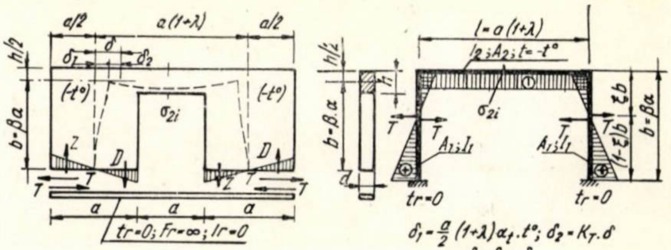
$$A_2 / A_0 = \mu_0 \; ; \; A_2 / A_1 = \mu \; ; \; \mu_0 = \beta \cdot \mu$$

$$E_2 / E_1 = n \; ; \; X \frac{E_1}{\sigma_1} = 3$$

$$K_T = \frac{1}{1 + \frac{2\mu_0 \cdot n \cdot \beta}{1+\lambda} \cdot \left(4\beta^2 + \frac{X \cdot E}{\sigma}\right)}$$

$$\delta_2 = K_T \delta \; ; \; \delta_1 = (1 - K_T)\delta$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = \frac{a}{2}(1+\lambda)\alpha_t \cdot t$$



$$\delta_1 = \frac{a}{2}(1+\lambda)\alpha_t \cdot t^\circ \; ; \; \delta_2 = K_T \cdot \delta$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2$$

$$I_2 = \frac{dh^3}{12} \; ; \; A_2 = d \cdot h \; ; \; I_1 = \frac{da^3}{12} \; ; \; A_1 = d \cdot a$$

$$K = \frac{I_2}{I_1} \cdot \frac{b}{l} = \frac{h^3}{a^3} \cdot \frac{\beta}{1+\lambda} \; ; \; \xi = \frac{K}{2K+1} \; ; \; \sigma_{2i} = \frac{T}{A_2}\left(1 + \sigma \frac{\xi b}{h}\right)$$

$$K_T = \frac{1}{1 + \frac{2h\beta}{a(1+\lambda)}\left[3 + 4\beta^2\left(\xi^3 + (1-\xi)^3\right)\right] + 12 \frac{a^2}{h^2} \beta^2 \xi^2}$$

$$T = (K_T) \cdot A_2 \cdot E \cdot \alpha_t \cdot t$$

$$Z = -D = T(1-\xi)\frac{3}{2}\beta$$

Fig. 11. Solicitări interioare perete cu gol de uşă (C_2)

Întreruperea de contact în mijlocul bazei prin fanta considerată are efect de micşorare a forţelor de legătură, comportarea şaibei situîndu-se între condiţiile extreme de rezemare (2 şi 3).

Este de menţionat că deşi eforturile de întindere la bază sînt reduse, pericolul fisurării creşte deoarece în colţurile fantei se produc concentrări de eforturi locale, iar lipsa unei legături de încleştare la bază permite deschiderea liberă a fisurilor. Legătura cu o bază nedeformabilă ($F_r = \infty$) face ca fisurile verticale apărute în cîmp să se subţieze spre bază, lucru constatat în toate cazurile întîlnite.

În figura 12 se prezintă o tabelă comparativă a eforturilor (σ_{1i} ; σ_{1s} ; σ_2) şi a forţelor de legătură T şi Z raportată la un efort etalon. Tabela cuprinde toate schemele de pereţi cercetate pentru acelaşi raport a/b = 2, în diferite situaţii de rezemare şi solicitare prin variaţia de temperatură.

Efortul etalon se consideră efortul dezvoltat datorită variaţiei de temperatură într-o fibră elastică a cărei deformaţie este complet împiedicată de legăturile sale ($\sigma = E \cdot \alpha_t \cdot t$).

În funcţie de efortul etalon se defineşte prin coeficientul K gradul de solicitare în diferite situaţii.

Din analiza datelor din tabelă desprindem următoarele aspecte mai importante :

a) *Eforturile de întindere datorită scăderii de temperatură exercitate uniform pe înălţime (fig. 4 b) domină în situaţia încastrării pe toată înălţimea peretelui* activînd cu intensitate $K = 100\%$ la bază şi $K = 55\%$ la partea superioară. Faptul că eforturile principale concentrate la colţurile inferioare ale şaibei depăşesc efortul etalon ($\sigma = \alpha_t \cdot t \cdot E$) are din punctul de vedere legat de apariţia fisurilor o importanţă mai redusă, datorită faptului că în această zonă se suprapun componentele lor verticale şi eforturile de compresiune rezultate din sarcini gravitaţionale. Putem trage aşadar concluzia că un perete din beton sau beton armat la o anumită scădere de temperatură este expus fisurării în toată zona centrală.

b) *La secţiunea compusă, datorită influenţei plăcii, forţa de fixare T devine dublă, iar momentul de încastrare la bază creşte de circa 4 ori*. Aceste creşteri sînt şi mai mari dacă în planşeu se foloseşte o marcă superioară de beton ($\mu = E_2 / E_1 = 8$). Ţinînd seamă de deformabilitatea peretelui în zona superioară, interacţiunea conduce la o scădere a gradului de solicitare.

Se poate aprecia că sistemul static real este mai aproape de situaţia semiîncastrării (semisuma eforturilor date de schemele din figura 8 a şi 8 b).

c) *Exercitarea unei scăderi de temperatură prin tratament termic numai asupra planşeului creează condiţii favorabile pentru starea de eforturi de întindere pe întreaga înălţime a peretelui*. Din considerente de deformabilitate a diafragmei, comportarea reală a sistemului static (perete şi planşeu) se apropie mai mult de schema indicată în figura 9 b pentru

$\mu = 1 \qquad A_2 = A_1 = A$

$\mu = 0 \qquad A_2 = 0 ; A_1 = A$

$n = 1 \qquad E_2 = E_1 = E$

$R\ M$ — Calcule întocmite după rezistența materialelor

$T\ E$ — Idem după teoria elasticității

$\sigma_{1i} = K_{1i} . E_1 \alpha_t . t$

$\sigma_{1s} = K_{1s} . E_1 \alpha_1 . t$

$\sigma_2 = K_2 . E_2 . \alpha_t . t$

$T = K_t . A_1 . E_1 . \alpha_t . t$

$Z = K_z . A_1 . E_1 . \alpha_t . t$

Schema	Figura	Condiția de rezemare	a/b	A_2/A_1	E_2/E_1	Condiții speciale	σ_{1i}	σ_{1s}	σ_2	T	Z
				μ	n		K_i	K_s	K_2	K_T	K_Z
A_{t^0}	2 b, 4 a	cazul 2	2	0	1	R.M. = T.E.	+1,00	−0,50	—	−0,25	—
	4 b	„ 3	2	0	1	T.E.	+0,97	+0,55	—	+0,77	0,27
	2 c	„ 3	2	0	1	R.M.	+1,00	+1,00	—	+1,00	0,38
$A\Delta_{t^0}$	3 a_1	„ 2	2	0	1	„	+0,00	+0,00	—	+0,00	—
	3 b_1	„ 3	2	0	1	„	+0,00	+1,00	—	+0,50	0,26
B_{t^0}	8 a	cazul 2	2	1	1	R.M.	+1,00	−0,12	−0,12	0,32	—
		„ 2	2	1	2	„	+1,00	−0,10	−0,10	0,50	—
	8 b	„ 3	2	1	1	„	+1,00	+1,00	+1,00	2,00	1,15
		„ 3	2	1	2	„	+1,00	+1,00	+1,00	3,00	1,92
$B\Delta_{t^0}$	9 a	„ 1	2	1	1	„	+0,40	−0,80	+0,20	0,00	0
		„ 1	2	1	2	„	+0,44	−0,89	+0,11	0,00	0
	9 b	„ 2	2	1	1	„	+0,00	−0,75	+0,25	0,125	0
		„ 2	2	1	2	„	+0,00	−0,86	+0,14	0,143	0
	9 c	„ 4	2	1	1	„	−0,50	−0,50	+0,50	0,00	0,19
		„ 4	2	1	2	„	0,00	0,00	+0,33	0,00	0,33
	9 d	„ 3	2	1	1	„	0,00	0,00	+1,00	1,00	0,33
$C_1\ \Delta_{t^0}$	10	cazul 3	2	1	1	$\lambda = 0,50$	—	—	+0,43	+0,43	0,32
		„ 3	2	1	2	$\lambda = 0,50$	—	—	+0,27	+0,54	0,40
$C_2\ \Delta_{t^0}$	11	„ 3	2	1/5	1	$\begin{cases} h/a = 1/10 \\ \lambda = 0,20 \end{cases}$	—	—	0,43	0,05	0,04
		„ 3	2	1	1	$\begin{cases} h/a = 1 \\ \lambda = 0,50 \end{cases}$	—	—	0,57	0,36	0,21

Fig 12. Tabelă comparativă a eforturilor din axul peretelui în diferite situații de rezemare și de acționare a temperaturii

eforturile de compresiune și de schema indicată în figura 9 c pentru eforturile de întindere din placă.

Gradul de solicitare la întinderea planșeului depinde de raportul modulilor de elasticitate $E_2/E_1 = n$ a betonului din placă și perete și a zonei active a planșeului. În cazul aplicării unui tratament termic, betonul din placă va obține o rezistență temporară de circa 4 ori mai mare decît cel din perete în momentul răcirii, ceea ce ridică raportul n la $E_2/E_1 = \sqrt{\frac{4}{1}} = 2$ și duce efortul de întindere în placă la $\sigma_2 = \frac{1}{1 + \mu n}\, \alpha_t \cdot t \cdot E = 0{,}33 \cdot \alpha_t \cdot t \cdot E$.

d) *În cazul discontinuității peretelui (fig. 10) scăderea de temperatură se face resimțită în placă cu intensitate de 27 ÷ 43 %.* Eforturile verticale de întindere se produc la marginea peretelui datorită momentului de încastrare avînd mărimea

$$[\sigma_y = 4\frac{z}{a} = (0{,}64 \div 0{,}8)\ \alpha_t \cdot t \cdot E_1].$$

e) *Situație similară prezintă și starea de eforturi în peretele întrerupt prin gol de ușă (fig. 11)*, gradul de solicitare fiind redus din cauza dimensiunilor mici ale buiandrugului. Eforturile de întindere în buiandrug sînt relativ mari $\sigma_2 = (0{,}43 \div 0{,}57)\ \alpha_t \cdot t \cdot E$ și cresc din cauza concentrării eforturilor în colțul golului, unde pericolul fisurării este evident.

Comportarea elastică a legăturii peretelui la baza lui face ca forțele de legătură T și D și în consecință și eforturile interioare reale să aibă o valoare redusă față de ceea ce rezultă din calcul în ipoteza de încastrare și fixare perfect rigidă.

Alegerea ipotezei extreme de rezemare 3 ($F_r = \infty\ \ I_r = \infty$) se recomandă pentru cercetarea pereților situați la nivelurile inferioare, unde eforturile verticale mărite rezultate din sarcini gravitaționale exercită o încleștare puternică asupra peretelui.

ASPECTUL REOLOGIC AL PROBLEMEI

Teorii privind influența contracției, curgerii lente și variației de temperatură asupra eforturilor interioare produse în sisteme static nedeterminate

Legăturile suplimentare ale unui sistem static nedeterminat împiedică unele deplasări datorită variației de temperatură și contracției, ceea ce are, în genere, drept urmare apariția eforturilor (N ; M ; T) și a forțelor suplimentare de legătură (X).

Eforturile din variația de temperatură și contracție se deduc pe aceeași cale ca și eforturile din încărcări.

La determinarea eforturilor ce se produc în elementele de beton și beton armat este necesar să se analizeze și aspectul reologic prin luarea în considerare și a proprietăților vîscosplastice ale betonului legate de factorul timp și diferențiat în funcție de modul de dezvoltare a deplasărilor (brusc sau lent).

În cazul unei tendințe de deplasare s_n datorate variației de temperatură T_n intervenită la o bară din beton încastrată la extremități, forța de legătură (X_n^{el}) care se dezvoltă în stadiul elastic se determină cu relația cunoscută :

$$X_n^{el}\, \delta_{11} + \Delta_{n \cdot 0} = 0 ; \quad X_n^{el} = -\frac{\Delta_{n0}}{\delta_{11}}$$

$$\Delta_{n0} = sn = \alpha_t \cdot T_n \cdot l$$

$$\delta_{11} = \frac{l}{A \cdot E}$$

$$X_n^{el} = -E \cdot A \cdot \alpha_t \cdot T_n.$$

În notaţii s-a inclus indicele (n) pentru a pune în evidenţă faptul că forţa de legătură, deplasarea şi variaţia de temperatură (uniform distribuită) sînt considerate cu valorile lor finale, presupunîndu-se că se păstrează legea proporţionalităţii dintre eforturi şi deformaţii în tot intervalul acţiunii.

Luîndu-se în consideraţie proprietăţile elasto-vîscos-plastice ale betonului, eforturile calculate X_n^{el} nu-şi mai menţin în timp mărimea lor iniţială şi datorită fenomenului de curgere lentă se produce un proces de relaxare.

În cazul unei desfăşurări bruşte eforturile iniţiale descresc treptat şi tind în timp către o valoare finală după legea

$$X_t = X_n^{el}\cdot e^{-\varphi_t}.$$

Expresia φ_t este caracteristica curgerii lente la un moment dat t şi este determinată în raport cu caracteristica finală a curgerii lente ($\varphi_n \simeq \varphi_{t=\infty}$) prin relaţia dată de Dischinger

$$\varphi_t = \varphi_n(1 - e^{-t}),$$

în care timpul se măsoară în ani. În cazurile extreme

cînd $t = 0$ $\varphi_t = 0$ $X_t = X_0 = X_n^{el}$

pentru $t = \infty$ $\varphi_t = \varphi_n$ $X_t = X_n = X_n^{el}e^{-\varphi_n}$.

În funcţie de măsura curgerii lente finale φ_n, valoarea finală a eforturilor se reduce conform valorilor din tabela 1.

Tabela 1

φ_n	0	1	1,5	2	2,5	5
$\dfrac{X_n}{X_n^{el}} = e^{-\varphi_n}$	1	0,367	0,220	0,135	0,082	0,007

Este de remarcat că pentru betoanele obişnuite păstrate în condiţii climaterice normale, caracterizate prin $\varphi_n \geqslant 2{,}5$, valoarea finală a eforturilor practic se anulează $X_{t=n} \leqslant 0{,}082\, X_n^{el}$.

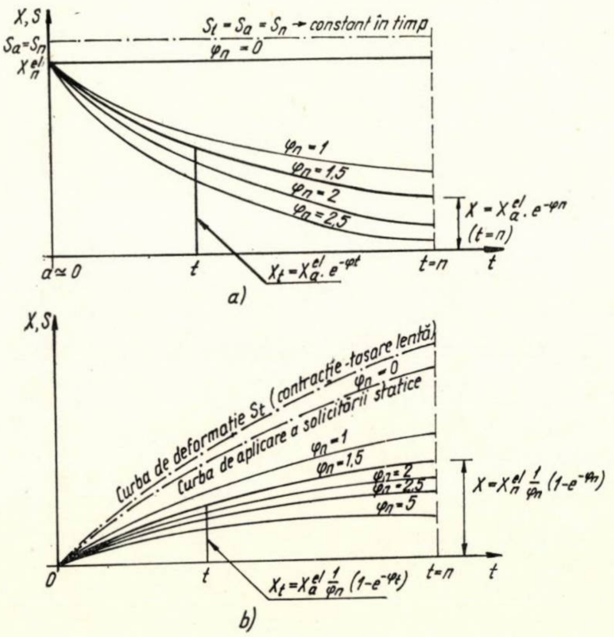
Variaţia eforturilor în intervalul pînă la stadiul final este conform diagramei din figura 13 a.

În cazul în care deplasările din contracţie se dezvoltă lent după legea $s_t = s_n(1 - e^{-t})$, cauzele care produc apariţia eforturilor interioare şi forţa de legătură se exercită într-un timp „n” mai îndelungat, crescînd de la zero la valoarea finală X_n^{el}, variaţia efortului urmăreşte în acest interval de timp legea

Fig. 13. Variaţia în timp a eforturilor datorită curgerii lente

a) deformaţie (solicitare) bruscă

b) deformaţie (solicitare) lentă



$$X_t = X_n^{el}\frac{1}{\varphi_n}(1 - e^{-\varphi_t})$$

în care φ_t are aceeaşi expresie $\varphi_t = \varphi_n(1 - e^{-t})$.

În cazurile extreme

cînd $t = 0$ $\varphi_t = 0$ $X_t = X_0 = 0$

pentru $t = \infty$ $\varphi_t = \varphi_n$ $X_t = X_n = X_n^{el}\dfrac{1}{\varphi_n}(1 - e^{-\varphi_n})$.

În funcţie de măsura curgerii lente finale φ_n valoarea finală a eforturilor se reduce conform valorilor din tabela 2.

Tabela 2

φ_n	0	1	1,5	2	2,5	5
$\dfrac{X_n}{X_n^{el}} = \dfrac{1}{\varphi_n}\left(1 - e^{-\varphi_n}\right)$	0	0,632	0,518	0,432	0,367	0,200

Variaţia efortului pînă la stadiul final este conform diagramei din figura 13 b şi este de remarcat că procentul de reducere a solicitării calculate static este inferior procentului de reducere final găsit în cazul aplicării instantanee a sarcinii.

Cele două cazuri prezentate sînt particulare şi idealizate, corespunzînd unor deplasări dezvoltate instantaneu sau unor deplasări dezvoltate după o lege de variaţie identică cu curgerea lentă.

Pentru a cuprinde toată gama de desfăşurare în timp a deplasărilor, corelarea deplasărilor cu variaţia caracteristicii curgerii lente se face cu ajutorul unui parametru de viteză relativă λ. În acest caz avem:

$$\varphi_t = \varphi_n(1 - e^{-ct}) \quad \text{şi}$$

$$s_t = s_n(1 - e^{-\lambda\cdot c\cdot t}).$$

În aceste relaţii timpul t a fost afectat de un indicator C pentru a pune în evidenţă unitatea de măsurare a timpului care poate fi zile, săptămîni sau ani etc. Timpul ca variabilă independentă este deci măsurat în unităţi convenţionale a căror precizare este necesară numai la studierea unui caz concret.

În figura 14 se prezintă un fascicol de curbe ce descriu evoluţia deplasărilor în timp s_t raportat la valoarea finală s_n pentru diferite valori ale parametrului λ.

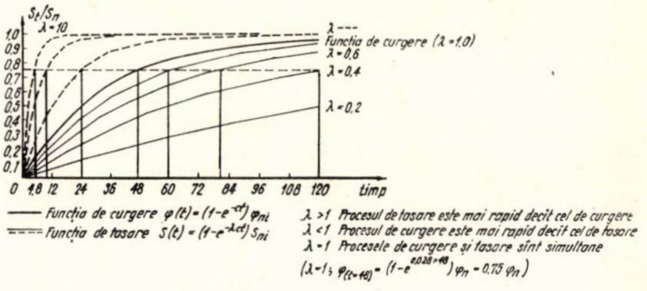


Fig. 14. Variaţia funcţiei $(1 - e^{-\lambda ct})$

Cazul cînd deformaţiile se dezvoltă afin cu curgerea lentă corespunde valorii $\lambda = 1$.

Dacă deformaţiile se dezvoltă cu viteză mai mare decît viteza curgerii lente $\lambda > 1$, devenind pentru cazul în care deformaţiile se produc instantaneu $\lambda = \infty$.

$\lambda < 1$ corespunde situaţiei în care viteza de deformare este inferioară vitezei curgerii lente, devenind $\lambda = 0$ în cazul deformaţiei nule.

Stabilind convenţional că momentul în care φ_t are valoarea $\varphi_t = 0{,}75\,\varphi_n$ corespunde unei durate $ct = 48$ unităţi de timp (săptămîni, luni, ani), la 100 de unităţi de timp φ_t devine $\varphi_t = 0{,}94\,\varphi_n$, iar curgerea lentă îşi încetează efectul la 240 unităţi de timp devenind $\varphi_t = 0{,}99\,\varphi_n \simeq \varphi_n$.

Analizînd mărimea deformaţiilor, în cazul în care $\lambda = 1$, $s_t = 0{,}75 s_n$ în acelaşi interval $ct = 48$ unităţi de timp. Dacă spre exemplu $\lambda = 10$, deformaţia $s_t = 0{,}75\ s_n$ se produce la numai 4,8 unităţi de timp, iar dacă $\lambda = 0{,}4$ intervalul de timp necesar devine 120 unităţi de timp.

Analizînd cazul general pornim de la ecuaţiile de echilibru elastic $X_t\ \delta_{11} + s_t = 0$ în care X_t *şi* s_t sînt variabile de timp datorită curgerii lente, iar $\delta_{11}^{\otimes}$ este deformaţia pentru o solicitare unitară a elementului de construcţie compus din materiale influenţate de efectul curgerii lente (beton) şi neinfluenţate de curgere lentă (oţel). Notăm cu $\delta_{11}^{\otimes}$ deformaţia unitară a elementelor care sînt influenţate de curgerea lentă, aceasta fiind astfel variabilă de timp.

Bazată pe ecuaţiile generale diferenţiale stabilite de Dischinger, rezolvarea problemei se reduce în final la soluţionarea unei ecuaţii diferenţiale cu variabile de timp t:

$$\frac{d\,Xt}{dt}\ \delta_{11} + X_t\,\delta_{11}^{\otimes}\frac{d\,\varphi_t}{dt} + \frac{d s_t}{dt} = 0.$$

În cazul în care ne ocupăm numai de beton simplu $\delta_{11} = \delta_{11}^{\otimes}$ şi înmulţind cu $\dfrac{dt}{d\varphi}$ ecuaţia devine

$$\left(\frac{dX_t}{d\varphi} + X_t\right)\delta_{11} + \frac{ds_t}{d\varphi} = 0.$$

Raportul în care evoluează deformaţiile faţă de curgerea lentă $\left(\dfrac{ds_t}{d\varphi}\right)$ îl stabilim din relaţiile generalizate:

$$s_t = s_n\,(1 - e^{-\lambda ct}) \quad \text{sau} \quad 1 - \frac{s_t}{s_n} = e^{-\lambda ct}$$

şi

$$\varphi_t = \varphi_n\,(1 - e^{-ct}) \quad \text{sau} \quad 1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n} = e^{-ct}$$

de unde

$$1 - \frac{s_t}{s_n} = \left(1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n}\right)^{\lambda}.$$

Diferenţiind în raport cu φ rezultă

$$\frac{1}{s_n}\frac{ds_t}{d\varphi} = \frac{\lambda}{\varphi_n}\left(1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n}\right)^{\lambda-1} \quad \text{sau} \quad \frac{ds_t}{d\varphi} = \lambda\,\frac{s_n}{\varphi_n}\left(1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n}\right)^{\lambda-1}.$$

Aşadar

$$\left(\frac{dX_t}{d\varphi} + X_t\right)\delta_{11} + \lambda\,\frac{s_n}{\varphi_n}\left(1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n}\right)^{\lambda-1} = 0$$

din care rezultă ecuaţia diferenţială

$$\frac{dX_t}{d\varphi} + X_t + \frac{s_n}{\delta_{11}}\,\frac{\lambda}{\varphi_n}\left(1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n}\right)^{\lambda-1} = 0.$$

Dar

$$\frac{s_n}{\delta_{11}} = -X_n^{el} \quad \text{şi deci}$$

$$\frac{dX_t}{d\varphi} + X_t - X_n^{el}\,\frac{\lambda}{\varphi_n}\left(1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n}\right)^{\lambda-1} = 0$$

a cărei rezolvare este

$$X_t = \eta_t\,X_n^{el} = e^{-\varphi_t}\left[C + X_n^{el}\,\frac{\lambda}{\varphi_n}\int_{\varphi=0}^{\varphi=\varphi_t}\left(1 - \frac{\varphi_t}{\varphi_n}\right)^{\lambda-1}\cdot e^{\varphi}\,d\varphi\right]\cdot$$

Conducînd calculele prin variabila t avem

$$\frac{dXt}{dt} + X_t\,\frac{d\varphi}{dt}\,\delta_{11} + \frac{ds_t}{dt} = 0.$$

Dar

$$\frac{1}{\delta_{11}}\,\frac{ds_t}{dt} = -X_n^{el}\,\frac{d}{dt}(1 - e^{-\lambda ct}) \quad \text{şi ecuaţia devine}$$

$$\frac{dX_t}{dt} + X_t\,\frac{d\varphi_t}{dt} - X_n^{el}\,\frac{d}{dt}(1 - e^{-\lambda et}) = 0$$

a cărei rezolvare generalizată este:

$$X_t = \eta_t\,X_n^{el} = e^{\varphi_n\cdot e^{-ct}}\left(C + \lambda c\,X_n^{el}\int_0^t e^{-\lambda ct}\cdot e^{-\varphi_n\cdot e^{-ct}}\,dt\right).$$

Observăm că soluţiile date în cele două cazuri de aplicare a solicitării $X_t = e^{-\varphi_t}X_n^{el}$ şi $X_t = \dfrac{1}{\varphi_n}\,(1 - e^{-\varphi_t})\,X_n^{el}$ se cuprind în soluţiile generale. Astfel:

— În primul caz solicitarea producîndu-se practic instantaneu $\dfrac{ds_t}{d\varphi} = 0$ şi ecuaţia devine $\dfrac{d\,X_t}{d\varphi} + X_t = 0$ cu soluţia $X_t = C\,e^{-\varphi_t}$.

Constanta C se deduce punînd condiţiile iniţiale $t = 0$; $\varphi_{t=0} = 0$; şi rezultă $X_t = X_u^{el}\cdot e^{-\varphi_t}$.

— În cazul al doilea, cînd deformaţia evoluează afin cu curgerea lentă ($\lambda = 1$) rezultă $\dfrac{dX_t}{d\varphi} + X_t - \dfrac{1}{\varphi_n}\,X_n^{el} = 0$ cu rezolvarea $X_t = e^{-\varphi_t}\left(C + \dfrac{1}{\varphi_n}\,X_n^{el}\,e^{-\varphi_t}\right)$. Punînd condiţiile iniţiale $t = 0$; $\varphi_{t=0} = 0$; $X_{t=0} = 0$ rezultă $C = -\dfrac{1}{\varphi_n}\,X_n^{el}$ şi deci $X_t = \dfrac{1}{\varphi_n}(1 - e^{-\varphi_t})X_n^{el}$.

Funcţia η_t, după cum rezultă din rezolvarea generalizată, a fost calculată şi reprezentată în figura 15 pentru cazurile $\varphi_n = 1{,}5$; 2 şi 2,5 dînd parametrului λ diferite valori [1].

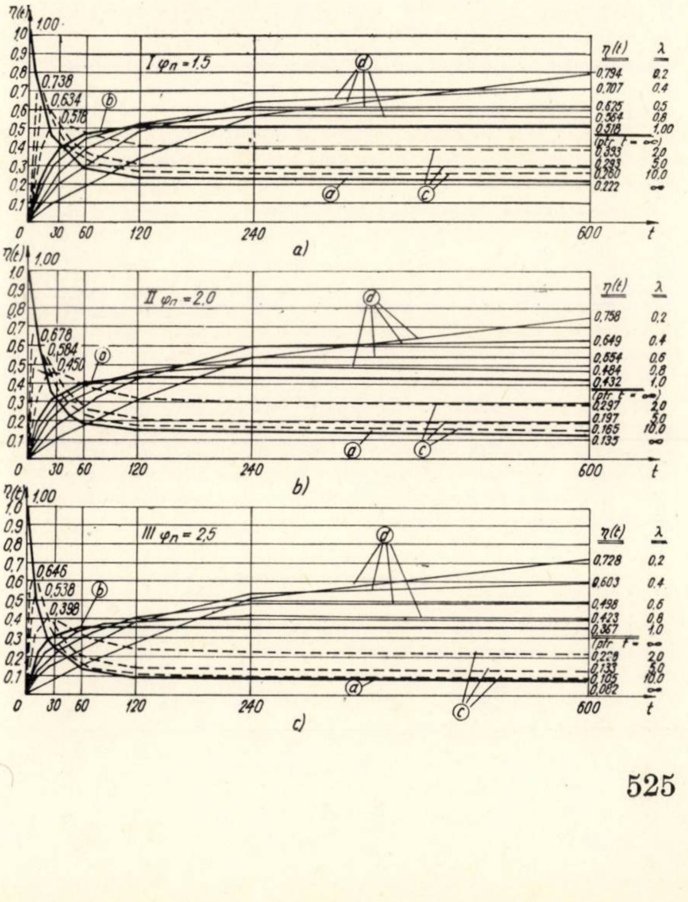
Din analiza matematică făcută trebuie să reţinem următoarele:

1. Timpul ca variabilă independentă este măsurat în unităţi convenţionale (zile, săptămîni, luni) a căror stabilire este necesară numai la studierea unui caz concret. Pentru descrierea generală a fenomenelor ne interesează în primul rînd relaţia dintre variabila t şi parametrul λ care caracterizează raportul de viteze de deformaţie şi de evoluţie a curgerii lente, preocupîndu-ne de valorile maxime ale efortului produs în elementul de construcţie.

Fig. 15. **Variaţia funcţiei** $\eta_t = \dfrac{X_t}{X_n^{el}}$

a) $\varphi_n = 1{,}5$
b) $\varphi_n = 2$
c) $\varphi_n = 2{,}5$

$\varphi_t = (1 - e^{-ct})\varphi_n$
$s_t = (1 - e^{-\lambda ct})s_n$
$C = 0{,}0289$



2. Se constată că valoarea maximă a efortului X_t nu depăşeşte 75% din efortul X_n^{el}. Limita $\eta_t = 1$ atinsă de vîrful curbei la timpul $t = 0$ constituie un punct ireal datorită unei ipoteză care exclude factorul timp.

3. Deosebim după înfăţişarea caracteristică patru categorii de curbe în funcţie de variabila λ:

$\lambda = \infty$. Deformaţia se produce la început cu întreaga ei valoare (situaţie limită idealizată).

$\lambda = 1$. Deformaţia se produce lent crescînd de la zero pînă la valoarea finală s_n afin cu variaţia curgerii lente.

În această categorie se poate cuprinde cazul contracţiei betonului. Raportul $\eta_t = \frac{X_t}{X_n^{el}}$ este mai mic cu cît măsura curgerii lente este mai mare.

$\lambda > 1$. Deformaţia creşte cu o viteză mai mare decît cea a curgerii lente. Cu cît viteza deformaţiei este mai mare cu atît valoarea maximă a efortului X_t este mai ridicată apropiindu-se de valoarea limită de 0,75 X_n^{el}, iar momentul critic se apropie de începutul procesului.

$\lambda < 1$. Procesul de deformaţie se desfăşoară cu o viteză inferioară curgerii lente.

În acest caz, în ultima perioadă, relaxarea dată de curgerea lentă nu mai intervine şi efortul poate creşte pînă la 0,75 X_n^{el}.

4. Dintre cele patru categorii de funcţii η_t cele care prezintă interes sporit pentru studiul de faţă sînt cele caracterizate de viteza relativă $\lambda \gg 1$ (curbele b şi c). În acest caz o creştere importantă a eforturilor la începutul etapei este determinată de accelerarea ritmului de deformaţie ($\lambda \gg 5$), impus spre exemplu de variaţia de temperatură, realizat printr-un tratament termic în vederea accelerării întăririi betonului.

Curba b caracterizează cazul special în care deformaţiile plastice se dezvoltă în acelaşi timp cu cele elastice determinate de contracţia betonului.

Procesul de curgere lentă şi cel de contracţie sînt sincronizate, iar eforturile X_t ating valoarea maximă de intensitate la sfîrşitul procesului. Se poate observa că pentru viteze relative $\lambda = 2$ eforturile X_t ajung la acelaşi grad de intensitate, însă momentul critic apare la începutul procesului (aproximativ în prima cincime a perioadei $t = n$). Curbele $\lambda = 1$ şi $\lambda = 2$ încadrează fenomenul de contracţie apreciindu-se că evoluţia după curbă poate fi determinată şi de o uscare accelerată a betonului.

CONSIDERENTE PRIVIND REZULTATELE TEORETICE ŞI APLICAREA LOR ÎN PRACTICA DE PROIECTARE

La sistemele constructive din beton sau beton armat formate din elemente rigide de tip fagure sau celular, neconsiderarea efectelor datorate contracţiei, variaţiei de temperatură şi a curgerii lente poate conduce la apariţia unor fisuri al căror efect este cel puţin de micşorare a rezervelor de siguranţă locale sau generale.

Efectele acestor fenomene, dependente de o mare serie de factori, se manifestă din plin în perioada de maturizare a betonului.

Cercetările întreprinse pînă în prezent cuprinse în literatura de specialitate tratează aceste probleme fracţionat şi în majoritatea cazurilor se limitează la aspectele teoretice, dîndu-se indicaţii destul de sumare de aplicaţii în practica de proiectare şi execuţie.

În cele ce urmează sînt analizaţi factorii principali, care intervin în determinarea cazurilor de fisurare, cu scopul de a prezenta la un loc fenomenele analizate pentru a stimula, *continuarea şi extinderea cercetărilor de laborator şi pe şantier, în vederea precizării condiţiilor şi valorilor cu care acestea intervin în practică.*

1. Limita de fisurare a betonului

Starea critică a eforturilor unitare de întindere este determinată de deformaţia limită de rupere la întindere a betonului.

Deformaţia limită de rupere la întindere are valoarea redusă, practic constantă şi neinfluenţată de vîrsta şi marca betonului.

Acest fapt se constată analizînd limitele de variaţie ale modulului de elasticitate şi ale rezistenţelor pe baza unor relaţii utilizate în practică. Modulul de elasticitate se poate determina în funcţie de rezistenţa betonului pe cub (R_b) sau marcă (B)

$$E_b = \alpha \sqrt{R_b}\ ; \quad E = \alpha \sqrt{\mathrm{B}}.$$

Conform prevederilor normativului P8—62, betoanelor de marcă B75÷B500 le revine coeficientul α cu valoare $\alpha = 17\,000 \div 19\,000$.

Aşadar $E = (17\,000 \div 19\,000) \sqrt{\mathrm{B}}$.

Rezistenţa de rupere la întindere a betonului se poate exprima cu relaţia $R_b^t = \beta \sqrt{R_{28}} = \beta \sqrt{\mathrm{B}}$.

Pentru aceleaşi mărci de beton coeficientul β se extrapolează din rezistenţele normate şi îi revine valoarea $\beta = 1,05 \div 1,25$, conducînd la $R_b^t = (1,05 \div 1,25) \sqrt{\mathrm{B}}$.

Deformaţia betonului la întindere pînă la limita de rupere (ε_{lim}) este formată dintr-o deformaţie elastică (ε_{el}) şi o deformaţie plastică (ε_{pl}) a cărei pondere din total $\lambda\otimes = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{lim}}$ se poate considera $\lambda\otimes = 0,5$. În funcţie de acest coeficient, deformaţia limită de rupere are valoarea

$$\varepsilon_{lim} = \frac{\varepsilon_{el}}{1 - \lambda\otimes} = \frac{1}{1 - \lambda\otimes} \frac{\sigma_{lim}}{E} \text{ sau}$$

$$\varepsilon_{lim} = \frac{R_b^t}{(1 - \lambda\otimes)\,E} = \frac{1}{1 - \lambda\otimes} \frac{\beta\sqrt{B}}{\alpha\sqrt{B}} = \frac{\beta}{(1 - \lambda\otimes)\,\alpha}.$$

Introducînd pentru α şi β valorile stabilite mai sus

$$\varepsilon_{lim} = \frac{1,00 \div 1,25}{0,5\,(17\,000 \div 19\,000)} = (0,105 \div 0,145)\,10^{-3}$$

putîndu-se lua în calculele curente o valoare medie $\varepsilon_{lim} = 0,12 \times 10^{-3}$.

În practica proiectării se obişnuieşte ca deformaţiile de contracţie ale betonului să se echivaleze cu deformaţiile produse de o variaţie de temperatură ($\varepsilon_c = \alpha_t \cdot T$). În acest caz temperatura limită de fisurare rezultă $T_{lim} = \frac{\varepsilon_{lim}}{\alpha_t}$ şi pentru $\alpha_t = 10^{-5}$ ia valoarea $T_{lim} = \frac{0,12 \times 10^{-3}}{10^{-5}} = 12°\mathrm{C}$.

Această limită redusă corespunde unui beton maturizat care a pierdut capacitatea de adaptare prin curgere lentă.

În etapa de maturizare a betonului cînd se manifestă fenomenul de contracţie, intervine ca rol atenuator curgerea lentă. Eforturile interioare sînt în această situaţie $\sigma_t = \eta_t\,\sigma_n^{el}$, iar deformaţia limită de fisurare devine $\varepsilon_{lim} = \frac{1}{\eta_t} \cdot 0,12 \times 10^{-3}$.

Temperatura limită de fisurare are deci în această perioadă valoarea $T_{lim} = \frac{12°}{\eta_t}$ şi variază în funcţie de măsura curgerii lente (φ_n) a betonului.

În cazul în care acţiunea temperaturii se face după o lege afină cu evoluţia curgerii lente ($\lambda = 1$), temperatura limită de fisurare poate atinge valorile indicate în tabela următoare

φ_n	0	1,5	2	2,5	4	5
η_t	1	0,518	0,432	0,367	0,245	0,200
T_{lim}	12°	23°	28°	30°	49°	60°

Dacă viteza de acţionare a temperaturii este mai mare decît viteza curgerii lente, valorile temperaturilor critice se corectează în funcţie de valorile corespunzătoare ale coeficientului η_t.

Spre exemplu pentru o acţionare rapidă ($\lambda = 10$) coeficientul η_t creşte pentru $\varphi_n = 1,5$ (fig. 15) la $\eta_t = 0,738$ şi pentru $\varphi_n = 2,5$ la $\eta_t = 0,646$ conducînd la limite mai coborîte de temperatură şi anume $T_{lim}^{\circ} = 16°$ respectiv $T_{lim}^{\circ} = 18°$.

se produc eforturi suplimentare datorită încovoierii împiedicate avînd mărime $\sigma = \pm \frac{\alpha t}{2} (T_s - T_i) E$ și care ar putea conduce la apariția fisurilor chiar înainte de răcirea betonului $\left(\sigma = \pm \frac{\alpha t}{2} (T_s - T_i) E \geqslant R_b^t \text{ pentru } \Delta T \geqslant 24°\right)$.

5. Dilatația betonului

Coeficientul de dilatație termică α_t crește cu dozajul de ciment, variind pentru mortare între $\alpha_t = (10 \div 13) \times 10^{-6}$ și pentru betoane între $(8 \div 13) \times 10^{-6}$ în funcție de natura agregatelor. În calculele obișnuite, în lipsa altor date pentru beton simplu și beton armat, se ia $\alpha_t = 10 \times 10^{-6} = 10^{-5}$.

Tratarea cu aburi a betonului, care micșorează contracția, reduce în același timp și dilatația în faza de răcire pentru betoanele aburite ($\alpha_t = 6 \div 7 \times 10^{-6}$), ceea ce face ca metoda întăririi accelerate a betonului din planșeu prin tratamentul termic cu aburi să prezinte avantaje speciale.

6. Contracția relativă a betoanelor turnate în etape (niveluri de construcție executate succesiv)

În capitolele precedente eforturile unitare, datorită contracției, au fost determinate numai din influența caracteristicilor geometrice și elastice ale secțiunilor (pereți și diafragme) și a modului de rezemare și nu au fost luate în considerare deformațiile suportului datorită contracțiilor proprii.

În practică, deformațiile betonului datorate contracțiilor se produc mai lent decît ritmul de execuție, fapt care are repercusiuni importante asupra eforturilor unitare, mai cu seamă în zonele de contact ale elementelor structurii static nedeterminate.

În acest sens distingem următoarele cazuri :

I. *Legătura pereților subsolului în fundații.* În acest caz, betonul din fundații rămînînd practic indeformabil, datorită umidității naturale a pămîntului, contracția din pereții subsolului se ia în considerare cu valoarea integrală.

II. *Legătura pereților parterului cu subsolul.* Subsolul fiind închis de jur împrejur întărirea betonului se face cu menținerea în mare măsură a umidității și contracția acestuia are valori mai reduse decît nivelurile curente. Luînd în considerare și faptul că executarea parterului se face la un interval mai mare de timp decît la nivelurile curente (2—8 săptămîni), contracția neexercitată încă în momentul turnării parterului este relativ redusă și din acest motiv în cazul parterului efectul contracției se poate lua în considerare cu 60—70 % din valoarea totală.

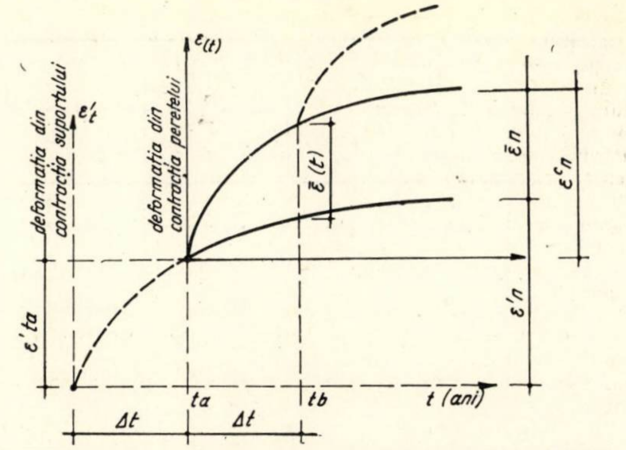

ε(t)
ε'_t
deformația din contracția suportului
deformația din contracția peretelui
ε̄ (t)
ε̄n
ε^c n
ε'n
ε'ta
ta
tb
t (ani)
Δt
Δt

Fig. 23. Deformații din contracția relativă a betonului pereților turnați la intervalul de timp Δt

$$\varepsilon'_{ta} = \bar{\varepsilon}_n = (1 - e^{-c\sqrt{t_a}})\,\varepsilon'_n$$

În această situație se încadrează și cazul pereților turnați pe un suport, care este alcătuit din planșee prefabricate.

III. *Legătura pereților nivelurilor curente* este deformabilă, nivelul inferior desfășurîndu-și contracția în paralel cu contracția nivelului considerat cu un decalaj relativ redus în funcție de ritmul de execuție (2—14 zile). Acest fapt contribuie la o reducere a efectului contracției (fig. 23) evaluată la 25—40 % din valoarea totală pentru o întărire normală și la 40—50 % în cazul unei întăriri accelerate prin tratament termic.

Efectul deformațiilor produse de contracție și curgere lentă și al deformațiilor relative dintre perete și suportul lui, în cele trei cazuri de legătură, a fost studiat în funcție de caracteristicile betoanelor utilizate curent și rezultatele obținute sînt indicate în tabela 5.

MĂSURI DE PROTECȚIE

Efectele subliniate în capitolele precendente pot fi diminuate și chiar eliminate printr-o serie de măsuri legate de alegerea materialelor componente și a tehnologiei de execuție.

Se menționează că în procesul de maturizare a betonului există un stadiu în care efectul contracției, curgerii lente și al variațiilor de temperatură conduc la solicitări critice după care eforturile interioare scad ajungînd în final la valori reduse practic neglijabile. Este necesară preocuparea ca solicitările din stadiul critic să nu conducă la fisurarea elementelor, de-

Tabela 5

Determinarea unor valori de calcul de diferențe de temperatură echivalente efectului din contracția și curgerea lentă a betonului în funcție de caracteristicile lui

Caracteristici de beton				Contracția și curgerea lentă				Rezemare (contracția relativă între perete și reazem)			
								1. Efectul contracției și curgerii lente echivalent			
Poz.	Marca B	a/ci C_i = kg/m³	Gros. elem. d(cm)	Crit. și coef. de contr. (kc)	Cond. clim. umid. relat. %	Scurtarea liberă din contr. εn (⁰/₀₀)	Curgere coef. de relaxare η (t)	I (R=100%) Temp. echiv. T^0	II (R=65%) Temp. echiv. T^0	III (R=40%) Temp. echiv. T^0	Observații
a	200	0,55 270 kg/m³	16	1,00	35	0,45—0,55	0,32—0,36	14°—20°	9°—13°	6°—8°	Beton vibrat
b_1	200	0,65 320 kg/m³	16	1,35	35	0,60—0,70	0,28—0,32	17°—22°	11°—14°	7°—9°	Beton aparent vibrat
b_2	200	idem	10	1,45	35	0,65—0,75	0,28—32	18°—24°	12°—16°	7°—10°	Beton aparent vibrat
c	200	0,75 350 kg/m³	16	1,57	35	0,70—0,85	0,26—0,30	18°—26°	12°—17°	7°—10°	Beton apar. indes. manual
d	150	0,60 270	16	1,18	35	0,55—0,65	0,30—0,34	16°—22°	10°—14°	7°—9°	Beton aparent
e	150	0,50 250	25	0,84	35	0,37—0,45	0,34—0,36	12°—16°	8°—10°	5°—9°	Beton aparent vibrat
e	150	idem	25	0,84	50	0,30—0,35	0,30—0,34	9°—12°	—	—	Beton vibr. în subsol

Mărimea eforturilor de întindere în domeniul elastic este dată de relația $\sigma = K \cdot \alpha_t \cdot T \cdot E$
Valorile subliniate corespund situațiilor în care se depășește temperatura critică de fisurare

Tabela 4

Caracteristicile betonului					Valori fizice de contracţie				Val. convenţionale	
Caract. de contracţie			Grosime elemente	Mod de întărire	Contr. (scurtare liberă)	Curgere lentă			Contr. redusă	Dif. de temperatură echiv.
B.	CB	KC	d		$\varepsilon_n^c\ ^0/_{00}$	φn	λ	ηt	$\varepsilon_c\ ^0/_{00}$	T_c
200	30	1,00	16 cm	normal	0,45	3,0	1	0,32	$0,14^0/_{00}$	14°C
				accel.	0,55	2,5	2	0,36	$0,20^0/_{00}$	20°C
200	50	1,35	16 cm	normal	0,60	3,50	1	2,28	$0,17^0/_{00}$	17°C
				accel.	0,70	3,00	2	0,32	$0,22^0/_{00}$	22°C
200	58	1,45	10 cm	normal	0,65	3,50	1	0,28	$0,18^0/_{00}$	18°C
				accel.	0,75	3,00	2	0,32	$0,24^0/_{00}$	24°C
200	68	1,57	16 cm	normal	0,70	3,75	1	0,26	$0,18^0/_{00}$	18°C
				accel.	0,86	3,25	2	0,30	$0,25^0/_{00}$	26°C
150	39	1.18	16 cm	normal	0,55	3,25	1	0,30	$0,16^0/_{00}$	16°C
				accel.	0,65	2,75	2	0,34	$0,22^0/_{00}$	22°C
150	19,5	0,84	25 cm	normal	0,37	2,75	1	0,34	$0,12^0/_{00}$	12°C
				accel.	0,45	2,50	2	0,36	$0,16^0/_{00}$	16°C
				subsol.	0,30	3,25	1	0,30	$0,09^0/_{00}$	9°C

La determinarea acestor valori convenţionale s-a ţinut seamă de dimensiunea diafragmelor (10÷16 cm) şi de compoziţia betoanelor utilizate curent pe şantier pentru diferite tehnologii de execuţie. Ca mărime de bază pentru scurtarea liberă din contracţie s-a ales valoarea $\varepsilon_n = 0{,}45^0/_{00}$ din diagrama din figura 20, stabilită pentru un beton de $C_B = 30$ păstrat şapte zile în condiţii corespunzătoare la umiditate şi căldură, în spaţii uscate. Cu ajutorul coeficienţilor K_C şi al criteriului de contracţie C_B au fost calculate şi valorile contracţiei (ε_n^c), corespunzătoare betoanelor utilizate cu alte compoziţii şi grosimi. Efectul curgerii lente este dat de funcţia η_t, valoarea caracteristicii finale (φ_n) fiind aproximată $\varphi_n = (2{,}5 \div 4{,}00)\sqrt{K_c}$. Valoarea inferioară a fost luată în consideraţie pentru cazul cînd betonul este expus unei întăriri accelerate (natura cimentului, P 400, căldura excesivă în anotimpul verii, fără măsuri de protecţie etc.).

4. **Diferenţa de temperatură**

Elementele din beton şi beton armat încastrate, expuse variaţiilor de temperatură, ca plăci de balcoane, cornişe şi parapete la acoperişuri, parapete de logie executate cu cofraje glisante, planşeele şi pereţii ulimului nivel, trebuie verificate pentru o diferenţă de temperatură de 30° (± 15°) fără a conta pe efectul curgerii lente. În perioada maturizării betonului ne preocupă cazul în care pentru accelerarea întăririi betonului se intervine prin tratament termic, încălzind cofrajul la 60...70°. În faza de răcire apar în acest caz scăderi de temperatură de 30...45° (în funcţie de anotimp) care produc eforturi interioare de întindere a căror valoare variază în timp, datorită procesului de relaxare prin curgere lentă. Urmărindu-se fenomenul de încălzire deosebim următoarele aspecte :

— Exercitarea încălzirii, găsind betonul într-o fază de trecere de la stadiul inert spre priză şi întărire, provoacă o tendinţă de dilatare, parţial împiedicată, dezvoltîndu-se astfel unele eforturi iniţiale de compresiune.

— După ce efectul temperaturii şi-a exercitat rolul de accelerator al întăririi betonului, se face răcirea, producîndu-se în elemente eforturi de întindere. O primă parte din acestea, apreciată la cca 1/3 din valoarea totală, are rol de recuperare a tendinţelor de dilatare iniţiale, iar restul conduc la eforturi interioare de tensiune (fig. 22).

Aşadar, diferenţa de temperatură activă în sensul producerii de tensiuni în masa elementelor poate fi considerată de numai două treimi din diferenţa de temperatură care se foloseşte în procesul tehnologic ca accelerator de întărire, revenind la

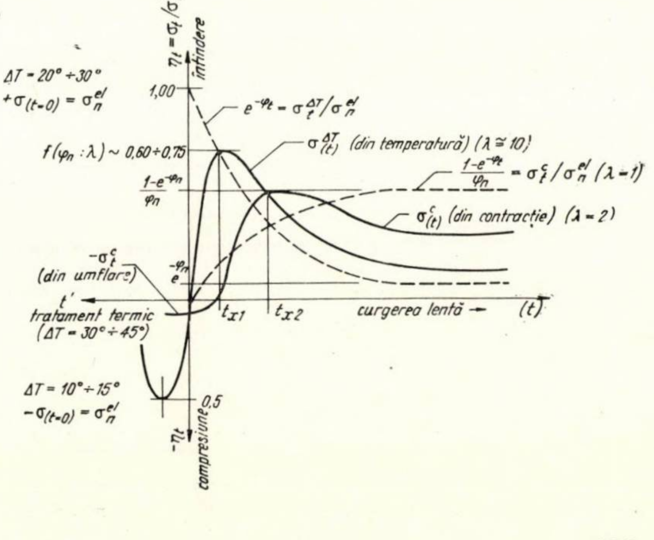
$$T\ activ^\circ = 2/3\ (30^\circ...45^\circ) = 20^\circ...30^\circ$$

Intervenind efectul curgerii lente influenţat de caracteristica ei finală (φ_n) şi de viteza de răcire ($\eta_t = 0{,}60-0{,}75$) eforturile de întindere dezvoltate de temperatura T activ° se reduc la valori echivalente temperaturii $T = (0{,}60-0{,}76).(20^\circ...30^\circ) = 12^\circ...22^\circ$. Ambele valori depăşesc temperatura limită de fisurare $T_{lim} = 12^\circ/K$ în cazul solicitării diafragmei la o diferenţă de temperatură (T_0°) cu distribuţie uniformă pe toată înălţimea secţiunii. Această situaţie dezavantajoasă poate fi ameliorată sau eliminată prin distribuirea adecvată a temperaturii de încălzire pe înălţimea peretelui, urmărindu-se scopul de a reduce la zero diferenţa de temperatură de-a lungul liniei de contact a peretelui şi suportului.

Starea limită de fisurare apare nu numai în perioada procesului de răcire (t_1) ci la un anumit interval de timp t_2, cînd eforturile de întindere produse din variaţia de temperatură se suprapun cu cele dezvoltate de contracţia betonului, ambele fiind influenţate de curgerea lentă.

La determinarea stării de eforturi, datorită variaţiilor de temperatură, este de ţinut seamă şi de situaţia în care din lipsă de protecţie termică se realizează temperaturi diferite între faţa superioară şi faţa inferioară a dalei de beton. În acest caz

Fig. 22. Variaţia orientativă a eforturilor produse de contracţie şi prin încălzirea betonului



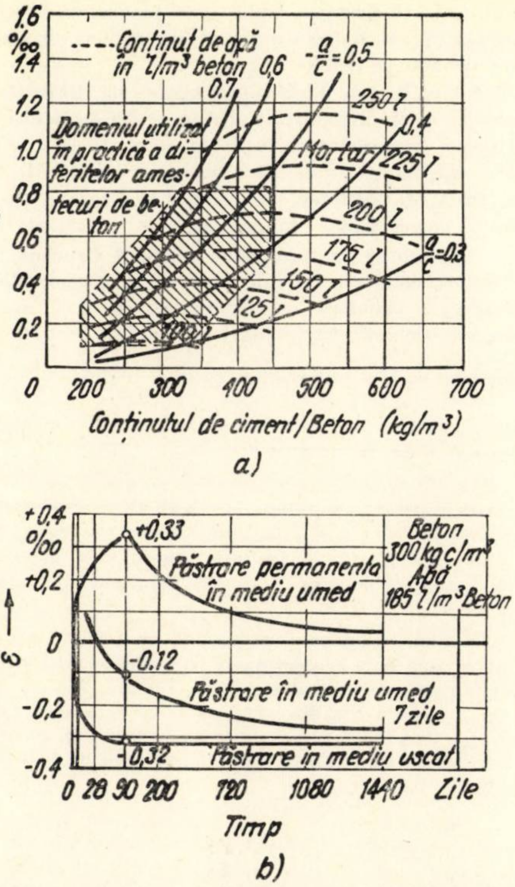


Fig. 18. Contracţia specifică (ε_c) a betonului în funcţie de: a) influenţa cantităţilor de apă şi raportul a/c; b) influenţa modului de tratare ulterioară

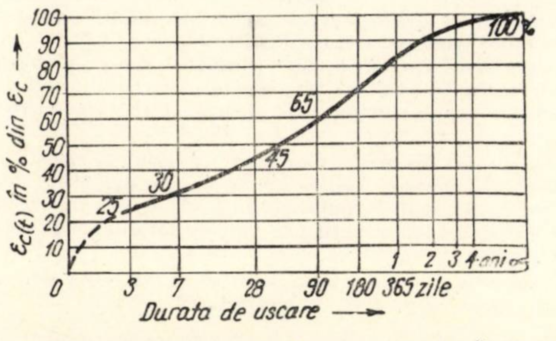


Fig. 19. Evoluţia contracţiei în procente din valoarea finală (ε_c^n) pe prisme mici de beton la clima constantă. Vîrsta la începere a uscării betonului circa 14 zile (după Franz)

Cu ajutorul criteriului de contracţie se determină coeficientul de contracţie indicat în diagrama din figura 21 şi a cărui expresie este $K_c \simeq 0{,}6\sqrt{\frac{CB}{10}}$ care dă indicaţii asupra mărimii

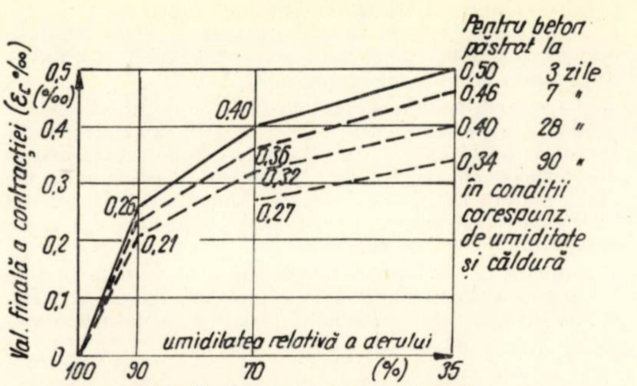


Fig. 20. Influenţa duratei de păstrare în condiţii umede asupra contracţiei finale (ε_c) la un beton de calitate medie cu un criteriu de contracţie C.B. = 30 pentru diverse umidităţi relative ale mediului (după Ros)

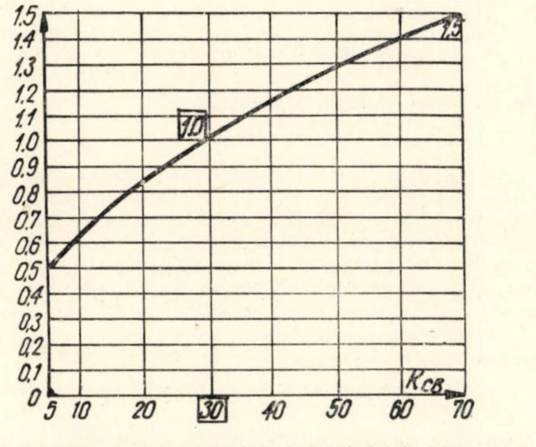


Fig. 21. Valoarea coeficientului de contracţie K_c în funcţie de criteriul de contracţie C.B. determinat de Leonhardt

contracţiei în raport cu etalonul stabilit convenţional pentru un beton cu criteriu 30.

Pentru orientare, în tabela 3 sînt calculate cîteva cazuri.

Unele prescripţii recomandă a se introduce în calcul valori convenţionale de contracţie redusă, incluzînd fenomenul de curgere lentă. În prescripţiile „DIN" la calculul podurilor se asimilează efectul contracţiei cu cel dat de o scădere de temperatură (pentru beton armat cu un coeficient de armare sub 0,5 % cu o diferenţă de temperatură de 25°C şi pentru procente de armare mărite, 20°). Această prevedere poate fi utilizată şi la proiectarea clădirilor civile. Ca exemplificare s-au evaluat, pe baza datelor cunoscute în prezent, acele diferenţe de temperatură ce echivalează deformaţiile din contracţie şi influenţa curgerii lente asupra elementelor de beton, în situaţia specifică a construcţiilor de locuinţe, indicîndu-se în tabela 4 valorile respective de calcul.

Tabela 3

Beton	raport apă/ciment a/ci	Conţinut ciment ci (kg/m³)	Conţinut relativ de mortar M_0	Gros. elem. d (cm)	C_B	K_C	Observaţii
B 200 vibrat	0,55	270	0,50	16	$\boxed{30}$	$\boxed{1{,}00}$	Etalon
B 200 vibrat	0,65	320	0,60	16	50	1,35	Pentru beton aparent
B 200 vibrat	0,65	320	0,60	10	58	1,45	Pentru beton aparent
B 200 îndesat	0,75	350	0,65	16	68	1,57	—
B 150 vibrat	0,60	270	0,60	16	39	1,18	Pentru beton aparent
B 150 vibrat	0,50	250	0,45	25	19,5	0,84	—

La suprapunerea efectelor produse de contracţie şi scădere de temperatură trebuie să ţinem seamă de alura diferită e curbelor b şi c (fig. 15) ce descriu variaţia expresiei η_t funcţie de λ avînd vîrfurile lor la momente diferite.

2. **Curgerea lentă a betonului** este — după cum se ştie — o proprietate a materialului, ce se manifestă sub efectul solicitărilor de lungă durată, datorită deformaţiilor vîscos-plastice ale pietrei de ciment. Durata curgerii lente depinde în cea mai mare măsură de natura chimică, mineralogică şi granulometrică a cimenturilor şi de factorii ce influenţează pierderea de apă din piatra de ciment.

În figura 16 este reprezentat domeniul de variaţie în timp a curgerii lente indicate de Comitetul European de Beton (C. E. B.) împreună cu curba dată de expresia lui Dischinger, stabilită sub forma $\varphi_t = (1 - e^{-t})\varphi_n$.

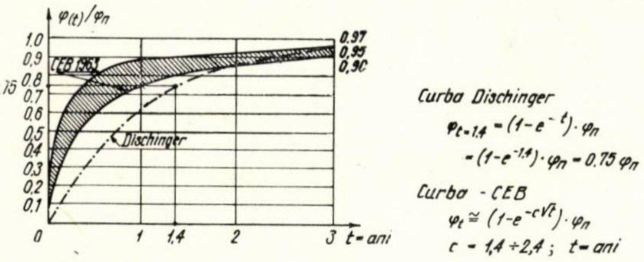


Fig. 16. Variaţia în timp a curgerii lente

Faptul că domeniul de încadrare a variaţiei reale indicat de C. E. B. este superior curbei indicate de Dischinger arată că viteza iniţială a curgerii lente şi capacitatea de adaptare a betonului proaspăt, datorită acesteia, sînt mai mari decît cele presupuse în ipoteza de calcul. Se poate aprecia astfel că în realitate maximele curbelor din grupa C (fig. 15) se concentrează într-un interval de timp mai scurt, apropiindu-se de începutul perioadei, păstrînd practic valorile η_t rezultate din calcul.

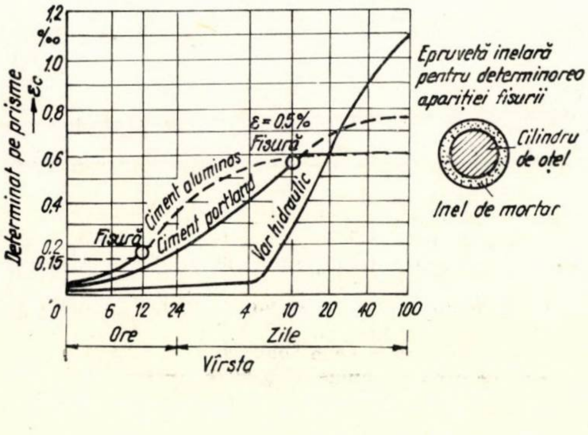
Caracteristica finală de curgere lentă (φ_n) se defineşte ca raportul între deformaţia specifică vîscos-plastică finală ε_n^{pl} şi deformaţia specifică elasto-plastică a betonului ε_n^{el} ce intervin în deformaţia totală a betonului solicitat

$$\varepsilon_n^{tot} = \varepsilon_n^{el} + \varepsilon_n^{pl} = \varepsilon_n^{el}(1 - \varphi_n)\,; \quad \varphi_n = \frac{\varepsilon_n^{pl}}{\varepsilon_n^{el}}.$$

Aceste caracteristici nu pot fi stabilite cu valori certe pentru betoane solicitate la întindere, ci necesită unele aproximări datorită mai multor factori printre care citâm gradul de întărire, umiditatea mediului, dimensiunea minimă a elementului, factorul apă-ciment etc.

Pentru solicitarea de compresiuni de lungă durată în spaţii uscate prescripţiile D.I.N. recomandă formula $\varphi_{n=\infty} = (2{,}5 - 4{,}00)\,K$ în care K ia valori între $0{,}5 \div 1{,}5$ în funcţie de treapta de încărcare (σ_{b/R_0}). Literatura tehnică nu indică datele corespunzătoare solicitărilor de întindere progresive din contracţie.

Fig. 17. Curbe caracteristice de contracţie pentru mortare cu diferite calităţi de ciment



Contracţia şi curgerea lentă sînt fenomene covalente ce se produc în faza hidrată a pietrei de ciment şi sînt influenţate de aceiaşi factori.

Rolul important ce îl are asupra caracteristicii finale natura cimentului a fost demonstrat prin încercări de laborator (fig. 17). Aceste încercări s-au făcut cu epruvete inelare confecţionate din beton cu diferite tipuri de cimenturi.

Eforturile de întindere au condus la fisurarea betonului datorită deformaţiilor împiedicate de cilindrul interior.

Determinîndu-se în momentul apariţiei fisurilor valoarea contracţiei neîmpiedicate (ε_t), produsă pe prisme de beton confecţionate simultan cu epruvetele inelare, s-a putut determina valoarea caracteristicilor de curgere lentă în momentul fisurării cu ajutorul relaţiei $\varphi_t = \dfrac{\varepsilon_t - \varepsilon_{lim}}{\varepsilon_{lim}} = \dfrac{\varepsilon_t - 0{,}12^0/_{00}}{0{,}12^0/_{00}}$.

Din analiza acestui material experimental desprindem următoarele date interesante :

— Betonul de probă confecţionat cu ciment aluminos are o întărire accelerată şi ajunge la cca 20 zile la valoarea finală de contracţie ($\varepsilon_n = 0{,}6^0/_{00}$). Douăsprezece ore după turnarea betonului s-a produs o fisurare timpurie la o deformaţie limită apropiată de $0{,}12^0/_{00}$ şi deci neinfluenţată practic de curgerea lentă.

— Betonul de probă confecţionat cu ciment Portland a fisurat 10 zile după confecţionare, cînd deformaţia liberă măsurată la proba de control a ajuns la valoarea de $\varepsilon_t = 0{,}55^0/_{00}$, ceea ce reprezintă 70% din valoarea finală de contracţie ($\varepsilon_n = 0{,}8^0/_{00}$) terminată practic într-un interval de cca 150 zile. Caracteristica de curgere lentă în momentul fisurării este $\varphi_t = \dfrac{0{,}55 - 0{,}12}{0{,}12} = 3{,}6$.

Faptul că fisurarea inelului a apărut după un interval de timp relativ scurt (10 zile) arată că fenomenul de fisurare se datoreşte vitezei sporite ($\lambda \geqslant 1$) a contracţiei prin uscarea rapidă a mortarului.

— Comportarea bună a probei de mortar confecţionat cu ciment tip „roman" (var hidraulic) cu întărire lentă se explică prin faptul că procesul de contracţie, manifestat prin dezvoltarea unor deformaţii vîscos-plastice foarte mari $\varepsilon_n \geqslant 1{,}1^0/_{00}$, a decurs iniţial într-un ritm lent, permiţînd o creştere ulterioară sincronizată cu cea de curgere lentă, astfel încît eforturile interioare s-au putut menţine permanent sub cele critice de fisurare.

Cele de mai sus prezintă un interes deosebit în execuţie, încercările pe epruvete inelare din beton sau piatră de ciment putînd fi efectuate cu mijloace simple la laboratoarele întreprinderilor de construcţii, în scopul determinării calităţii cimenturilor.

3. **Contracţia.** Legea de dezvoltare a contracţiei este practic de formă similară cu a curgerii lente $\varepsilon_t = \varepsilon_n(1 - e^{-ct})$ sau $\varepsilon_t = \varepsilon_n(1 - e^{-c\sqrt{t}})$. Deşi dimensiunea elementului influenţează în mod deosebit mărimea contracţiei, expresia de mai sus nici în acest caz nu ţine seamă de acest factor.

În condiţiile climaterice specifice locuinţelor, contracţia betonului se dezvoltă într-un ritm accelerat ($\lambda \simeq 2$) şi se termină după $1{,}5 \div 2$ ani, procesul de curgere lentă nefiind încă epuizat după acest interval de timp.

Diagramele din figurile 18, 19 şi 20 cuprind date din literatura de specialitate cu privire la influenţa apei asupra contracţiei, raportului apă-ciment, a modului de tratare ulterioară şi a mediului în care se produce maturizarea betonului.

Factorii care influenţează mărimea contracţiei betonului sînt cuprinşi în „Criteriul de contracţie", stabilit pe baze experimentale de Leonhardt cu expresia $C_B = a/ci \times \dfrac{M_0 \cdot ci}{\sqrt[3]{d}}$

în care

a/ci este raportul apă ciment
ci — conţinutul de ciment în kg/m³
M_0 — conţinutul relativ de mortar determinat de raportul dintre greutatea nisipului pînă la 0,7 cm şi greutatea totală a agregatului (fără ciment)
d — grosimea medie a elementului de beton (în cm).

oarece numai în acest fel betonul maturizat dispune de capacitate maximă de preluare a solicitărilor exterioare, ce pot apărea în stadiul de exploatare (acțiuni seismice etc.).

În acest scop, mărimea contracției și variația de temperatură trebuie pe de o parte să fie reduse la minimum, iar pe de altă parte, efectele lor defavorabile să fie anihilate pe cît posibil prin capacitatea de adaptare a betonului prin curgere lentă, prin mărirea acesteia și prin utilizarea unor tehnologii de execuție care valorifică deformabilitatea în timp a betonului suport (execuție în ritm corespunzător).

Astfel se recomandă printre altele :

— Diferențierea mărcilor și dozajelor de beton la pereți și planșee.

— Folosirea betoanelor de marcă redusă în pereți (B 150 în subsol și B 150—B 200 în suprastructură), chiar prin mărirea factorilor a/c cu condiția asigurării unui grad cît mai mare de omogenitate a acestora (abateri de la marca prevăzută pînă la ±20 %).

— Utilizarea tipurilor de ciment cu întărire mai lentă în timpul verii.

— Utilizarea tipului de ciment P 300 pentru toate elementele turnate în subsol.

— Protejarea betonului proaspăt împotriva procesului de uscare rapidă, menținerea lui timp de 1—2 săptămîni în stare de umiditate în funcție de condițiile atmosferice. În cazul folosirii cofrajelor metalice, la care decofrarea se face după 48 ore, se va recurge la procedee de impermeabilizare. aplicate imediat după decofrare (de exemplu : așternerea unei pelicule pe suprafața betonului prin stropire, spahluire etc.).

— Se va evita pe cît posibil utilizarea accelerării întăririi betonului din pereți prin tratament termic.

— Pentru accelerarea întăririi betoanelor planșeelor se va utiliza în ordine de preferință una din următoarele metode :

a) vacuumarea

b) tratament termic prin aburire

c) tratament termic cu ajutorul cofrajelor metalice încălzitoare, prevăzîndu-se însă o protecție termică eficientă a dalei pe partea opusă aplicării agentului de încălzire.

— Pentru realizarea betoanelor aparente se vor alege granulometrii adecvate cu suplimentarea părții fine necesare, nu cu ciment, ci cu praf de piatră (inert).

— La planșee se vor prevedea rosturi de lucru în poziții determinate de tehnologia de execuție (cu încălzire sau fără) și de poziția diafragmelor suport care împiedică contracția liberă. De efectul contracției ulterioare închiderii rostului se va ține seamă prin prevederea unor armări suplimentare a rosturilor.

ARMAREA DIAFRAGMELOR LA STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR DATORITĂ EFECTELOR DIN CONTRACȚIE ȘI VARIAȚIE DE TEMPERATURĂ

Un sistem eficient de armare, care să asigure limitarea fisurilor produse prin împiedicarea deformațiilor mari de contracție și variație de temperatură în structurile rigide este o problemă care nu a găsit pînă în prezent o soluționare satisfăcătoare fundamentată prin suficiente date experimentale. Tabelele publicate în 1965 de Leonhardt indică procentele minime de armare pentru bare netede și profilate în funcție de marca betonului și a oțelului utilizat, în vederea limitării deschiderii fisurilor produse de efectul contracției și variației de temperatură ($\varepsilon_{c+\Delta t} = 0{,}4 + 0{,}3 = 0{,}7^0/_{00}$) la 0,3 m/m. Procentele de armare indicate au fost determinate funcție de marca betonului și natura oțelului (rezistență diametru și profilație) utilizîndu-se următoarele condiții :

$$\text{I} \quad \mu \geqslant \frac{1}{2{,}9}\sqrt[3]{\frac{d \cdot B_w}{b}} \quad \text{și II} \quad \mu \geqslant \sqrt{\frac{B_w}{B_s}} \cdot 100$$

în care

d este diametrul barelor în m/m
B_w — marca betonului R 28
B_s — limita de curgere a oțelului
$\sqrt{B_w} = B_{bz}$ — rezistența betonului la întindere
b — parametri de aderență a oțelului
b = 60 pentru bare netede
b = 140 pentru bare profilate.

Se observă că procentele minime de armare rezultate din condiția I sînt ridicate și conduc la un consum important de oțel.

Considerăm că aplicarea procentelor de armare propuse de Leonhardt nu se poate recomanda pentru construcțiile civile decît în cazuri speciale, oțelul beton fiind la noi în țară un material deficitar. Pînă la obținerea unor rezultate confirmate de experiența de laborator și șantier în domeniul armării elementelor de beton armat supuse contracției, vor persista încă incertitudini. Pentru a contribui teoretic la lămurirea acestei situații am căutat să găsim o altă soluție pe calea simplificării problemei, recurgînd astfel la analiza comportării unei bare liniare din beton armat expuse contracției și fisurării.

Tabela 6

Procente minime de armare după Leonhardt

	B 150 $\mu \geqslant \%$	B 225 $\mu \geqslant \%$	B 300 $\nu \geqslant \%$	
∅ 6 neted	0,83	0,97	1,08	Condiția I
∅ 6 profilat	0,63	0,73	0,81	$\mu \geqslant \frac{1}{2{,}9}\sqrt[3]{\frac{d \cdot B_w}{l}}$
∅ 10 neted	1,00	1,15	1,28	Procent de armare independent de marca oțelului
∅ 10 profilat	0,75	0,86	0,96	
ST I Bs=2400kg/cm²	0,51	0,62	0,72	Condiția II
ST III Bs = 4200 kg/cm²	0,29	0,36	0,41	$\mu \geqslant \sqrt{\frac{B_w}{B_s}} \cdot 100$

Considerînd un element de beton armat simetric, rezemat liber fără legături exterioare, scurtarea din contracție sau variație de temperatură este mai mică cu ε_b decît scurtarea liberă a betonului simplu (ε_c) deoarece este împiedicată de armătura cu care conlucrează și care se scurtează cu $\varepsilon_a = \varepsilon_c - \varepsilon_b$.

Făcînd abstracție de variația modulului de elasticitate E_b și de influența curgerii lente, eforturile interioare se pot stabili din condiția de echilibru $N_b = N_a$

$$A_b \cdot E_b \cdot \varepsilon_b = A_a \cdot E_a \cdot \varepsilon_a = A_a E_a (\varepsilon_c - \varepsilon_b).$$

Efortul unitar de întindere a betonului, datorită existenței armăturii, este

$$\sigma_b = E_b \cdot \frac{\mu \cdot n}{1 + \mu \cdot n} \varepsilon_c.$$

Scurtarea elementului de beton armat fiind egală cu scurtarea armăturii are valoarea

$$\varepsilon_a = \frac{1}{1 + \mu \cdot n} \varepsilon_c.$$

Dacă aceeași bară este fixată la ambele extremități prin legături nedeplasabile, contracția determină dezvoltarea eforturilor unitare de întindere în beton pînă la limita de fisurare a acestuia fără a deforma sau solicita armătura. Continuîndu-se scurtarea din contracție, peste limita de rupere la întindere a betonului, apare prima fisură. Forța de întindere N_b se menține și după fisurare la aceeași mărime limită $N_b = R_t^n \cdot A_b$, pe toată perioada unei scurtări prelungite din contracție, bara menținîndu-și continuitatea prin armătura prevăzută.

O armătură eficientă care să asigure o bună comportare din punct de vedere al deschiderii fisurilor se poate deduce din condițiile :

a — să aibă în dreptul fisurilor capacitatea necesară de a rezista forței care se dezvoltă fără a depăși limita de curgere și

b — deschiderea fisurilor să nu depășească limita admisă de 0,3 m/m.

Prima condiție determină procentele minime de armare pe baza relațiilor de echilibru :

$$R_t^n \cdot A_b \leqslant R_a^n \cdot A_a; \quad p \geqslant \frac{R_t^n}{R_a^n} \cdot 100.$$

Procente minime de armare propuse $\left(p \geqslant \frac{R_t^n}{R_a^n} \cdot 100\,;\ d \leqslant \frac{1{,}2\,p}{100\,K\,\psi_\varepsilon}\right)$

Tabela 7

Oțel-beton		Condiția de diametru	B 100		B 150		B 200		B 300	
			$R_t^n = 10$		$R_t^n = 13$		$R_t^n = 16$		$R_t^n = 21$	
Marca	R_a^n		$p \geqslant \%$	$d \leqslant$	$p \geqslant \%$	$d \leqslant$	$p \geqslant \%$	$d \leqslant$	$p \geqslant \%$	$d \leqslant$
OL 38	2 400	$d \leqslant 30$ p	0,42	Ø 12	0,54	Ø16	0,67	Ø 20	0,88	Ø 25
PC 52 TOR 47	3 800	$d \leqslant 27$ p	0,26	Ø 7	0,34	Ø 9	0,42	Ø 10	0,55	Ø 14
PC 60	4 000	$d \leqslant 23$ p	0,23	Ø 5	0,30	Ø 7	0,36	Ø 8	0,48	Ø 10

Pentru a doua condiție calculul se poate face pe calea indicată de Murașev analizîndu-se starea de eforturi interioare ce se produc datorită contracției în elementele fisurate legate de armătură.

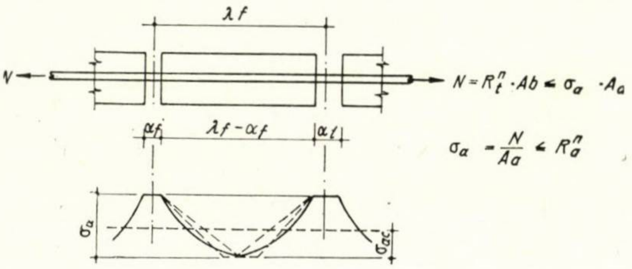


Fig. 24

Între fisuri (fig. 24) betonul și armătura prezintă deformații variabile ε_a și ε_b, în calcule putîndu-se considera deformațiile medii $\varepsilon_{ac} = 1/3\ \varepsilon_a \simeq 0{,}35\ \varepsilon_a = 0{,}35\,\frac{R_a^n}{E_a}$ și

$\varepsilon_{bc} = 2/3\ \varepsilon_{lim} = 2/3 \cdot 0{,}12 \times 10^{-3} = 0{,}08 \cdot 10^{-3}$.

Deschiderea fisurii (α_f) rezultă din alungirile totale ale betonului și armăturii

$$\alpha_f = \lambda_f(\varepsilon_{ac} - \varepsilon_{bc}) = \lambda_f \left(0{,}35\,\frac{R_a^n}{E_a} - 0{,}08 \cdot 10^{-3} \right) \lambda_f\,\Psi_\varepsilon$$

Valoarea lui Ψ_ε este în funcție de natura oțelului astfel:

— pentru OL 38 cu $R_a^n = 2\,400$ este $\Psi_\varepsilon = 0{,}32.10^{\overline{83}}$

— pentru PC 52 cu $R_a^n = 3\,800$ este $\Psi_\varepsilon = 0{,}56.10^{\overline{3}}$

— pentru PC 60 cu $R_a^n = 4\,400$ este $\Psi_\varepsilon = 0{,}65.10^{\overline{3}}$

Descărcarea în beton a solicitării N conduce la

$$\tau_a \cdot \lambda_f \cdot n \cdot \pi \cdot d \geqslant R_t^n A_b = R_t^n \frac{A_a}{p} \cdot 100\,.$$

Deoarece $A_a = \frac{n\,\pi \cdot d^2}{4}$ rezultă $\lambda_f \geqslant \frac{R_t^n}{\tau_a}\,\frac{100 \cdot d}{4 \cdot p}$.

Notînd cu $K = \frac{R_t^n}{\tau_a}$ rezultă relația $\frac{\alpha_f}{\Psi_\varepsilon} \geqslant K \cdot \frac{100\ d}{4 \cdot p}$ cu ajutorul căreia se poate stabili diametrul maxim al armăturii

$$d \leqslant \frac{4\,\alpha_f}{100}\,\frac{p}{K\Psi_\varepsilon} = \frac{1 \cdot 2}{100}\,\frac{p}{K\Psi_\varepsilon}\ (\text{m/m}).$$

Stabilirea raportului K dintre rezistența la întindere a betonului și rezistența de aderență medie s-a făcut prin apreciere interpretîndu-se datele experimentale INCERC, publicate în Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 9—10/1966. S-a ales pentru bare netede $K = 1{,}20$ și pentru bare profilate $K = 0{,}80$.

În acest fel rezultă:

— pentru OL 38 fără profilație	$d \leqslant 30$ p (m/m)
— pentru PC 52 și TOR 47 profilat	$d \leqslant 27$ p (m/m)
— pentru PC 60 profilat	$d \leqslant 23$ p (m/m).

În tabela 7 sînt prezentate procentele minime de armare evaluate conform condiției I funcție de marca betonului și marca oțelului indicîndu-se pentru fiecare din aceste procente diametrul maxim al barelor rezultat din condiția II de limitare a deschiderii fisurilor. Utilizarea barelor de diametru mai mare decît cel indicat în tabelă este nerațională deoarece necesită mărirea procentului de armare proporțional cu creșterea diametrului.

Rezultatele obținute s-au referit la armarea unei bare expuse la efectul contracției, însă starea de eforturi într-o diafragmă diferă de această situație. Eforturile principale au traiectorii curbe, iar eforturile de întindere se dezvoltă și după apariția fisurilor în elemente nearmate, datorită împiedicării deformațiilor pe linia planșeelor care oferă astfel condiții de reducere a procentului de armare.

În această privință este de remarcat că procentele de armare mai reduse, prevăzute în diafragmele nivelurilor inferioare ale structurilor de locuințe proiectate pînă în prezent ($p = 0{,}15-0{,}25$), au corespuns condițiilor de tehnologie de execuție (beton vibrat cu factor a/c redus, turnat în cofraje de lemn și cu întărire naturală). Trecerea la tehnologii moderne cu betoane aparente, care necesită mărirea dozajului, a cantității de apă și a părții fine (nisip), sau la folosirea cofrajelor încălzitoare va face necesară revizuirea procentelor de armare folosite pînă în prezent și verificarea lor.

Interpretînd rezultatele calculate reținem faptul că utilizarea betoanelor de marcă superioară conduce la procente de armare mari. În spiritul economisirii consumului de metal se impune utilizarea de oțeluri superioare și o reducere judicioasă a mărcii de beton în funcție de natura contracției și a elementelor ei componente. Este însă de o deosebită importanță ca rezistența betonului pus în operă să aibă abateri cît mai mici (max. 15 ÷ 20%) față de marca prescrisă în proiect și pe baza căreia s-a stabilit armarea.

În ceea ce privește verificarea planșeelor de beton armat la starea limită de deschidere a fisurilor, calculul se va face conform indicațiilor date în normativul condiționat P8—62, ținîndu-se seama și de forța axială ce apare datorită efectului din contracția sau variația de temperatură.

★

Concluziile prezentate se bazează în primul rînd pe considerente de ordin teoretic, necesitînd o verificare prin cercetări sistematice de laborator și pe șantier.

În acest sens se cuvine să fie înțeleasă adoptarea unor premise și aproximări, luate în considerare numai în vederea deschiderii unor căi noi de cercetare pe baza căreia să se poată face pasul hotărîtor de extindere a procedeelor tehnologice moderne cu eficiență tehnico-economică simțitor sporită.

Lucrarea de față a urmărit să caracterizeze limitele între care se înscriu fenomenele analizate și principalii parametri care au influență cantitativă. Pentru fiecare problemă concretă în parte aplicarea concluziilor va necesita intervenția discernămîntului ingineresc.

Bibliografie

[1] Dimel E.: *Einfluss des Betonkriechens auf Setzungszwängungen* Beton und Stahlbetonbau 6/1965.

[2] Fadle: *Die Selbstspannungs—Eigenwert-funktionen der Quadratischen Scheibe*, Ingenieur Arhiv XI Band 1940.

[3] Franz G.: *Konstruktionslehre des Stahlbetons Band I* — Springer Verlag Berlin 1964.

[4] Hangan M.: *Construcții de beton armat*, Ed. Tehnică București 1963.

[5] Leonhardt F.: *Spannbeton für die Praxis*, Verlag W. F. und Sohn, Berlin 1962.

[6] Leonhardt F.: *Uber der Kunst des Bewehrens von Stahlbetontagwerken*, Beton und Stahlbetonbau 8/1965.

[7] L'Hermite: *Idées actuelles sur la tehnologie du beton* Paris. 1965.

[8] Mazilu E.: *Statica Construcțiilor* Vol. II. Ed. Tehnică București 1959.

[9] Nicolau V.: *Beton armat* Ed. Tehnică București 1952

[10] Weissenberg M.: *Date experimentale în legătură cu aderența dintre beton și armătură la execuția în cofraje glisante*, Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, 9/10—1966.

[11] Schlee W.: *Die Rechteckscheibe mit belebiger Belastung der Kurzen Ränder*, Beton und Stahlbetonbau 3/1961.

[12] Schlee W.: *Die Zwängsspannungen in einseitig festgehaltenen Wandscheiben*, Beton und Stahlbetonbau 3/1932.

[13] * * *: Normativ condiționat pentru calculul construcțiilor la stările limită. Ed. Tehnică, București 1963.

Industrializarea executării construcţiilor prin metoda cofrajelor spaţiale

Ing. M. Năvodaru
I.P.B.

1. INTRODUCERE

Creşterea masivă a necesităţilor de locuinţe a dus, în ultima perioadă de timp, la un decalaj faţă de posibilităţile de realizare, ca urmare a rămînerii în urmă a industriei construcţiilor în raport cu ritmul de dezvoltare general al societăţii socialiste. Metodele de execuţie în construcţii păstrează în mare parte încă un caracter tradiţional, iar productivitatea muncii în acest sector este încă scăzută.

În special în ultimii zece ani s-au manifestat preocupări şi tendinţe de rezolvare a acestei probleme, necesitatea construirii de clădiri de locuit într-un timp cît mai scurt şi la un preţ de cost cît mai redus impunînd promovarea unui mare număr de noi procedee de execuţie, bazate pe folosirea tot mai activă a mijloacelor tehnice în continuă perfecţionare. Industrializarea executării construcţiilor a devenit o necesitate obiectivă a societăţii noastre.

Principalele etape în evoluţia tehnicii construcţiilor spre industrializare au fost :

A. Procedeul tradiţional.
B. Utilizarea prefabricatelor uşoare.
C. Betonul turnat monolit în cofraje de inventar.
D. Betonul turnat monolit în cofraje glisante.
E. Utilizarea prefabricatelor grele.

La noi în ţară se folosesc în paralel aceste procedee în funcţie de eficienţa folosirii lor.

Utilizarea prefabricatelor grele s-a făcut în special pe baza sistemului constructiv cu panouri mari portante, aplicabil numai la clădirile cu p + 4 niveluri. Organizarea producţiei de panouri mari implică însă mari investiţii pentru liniile tehnologice de fabricaţie şi utilaje speciale de transport şi montaj, ridicînd probleme complexe în ceea ce priveşte baza de dezvoltare în viitor, mai ales la sistemele închise (panouri portante) care folosesc o serie limitată de elemente pentru prefabricarea clădirilor cu aceeaşi destinaţie.

Pentru clădirile înalte cu mai mult de 5 niveluri, se folosesc cofraje de inventar şi glisante, care prezintă dezavantajul unor consumuri mari de forţe de muncă şi cherestea.

Întrucît în oraşul Bucureşti majoritatea clădirilor de locuit se execută cu p + 10 etaje, era necesară introducerea unui nou procedeu de industrializare a executării structurilor antiseismice din beton armat monolit.

În cele ce urmează, vom comunica experienţa dobîndită în perioada 1961—1967 cînd ne-am ocupat de introducerea în ţara noastră a unui nou procedeu industrializat de executare a construcţiilor din beton armat monolit pe care l-am denumit „cofraje spaţiale".

Articolul se va referi la lucrările realizate de colectivul din cadrul I. P. B. în colaborare cu ICMRUC, ICM 5 şi ICM 3.

2. PRIMELE REALIZĂRI ÎN R. S. ROMÂNIA

În perioada 1961—1962, un colectiv din cadrul Institutului Proiect Bucureşti a elaborat primele studii şi proiecte privind executarea industrializată a construcţiilor din beton armat monolit pe baza procedeului „cofraj spaţial".

Aceste proiecte au fost avizate favorabil cu recomandarea experimentării prealabile a procedeului. Întrucît experimentarea a întîrziat, prima realizare în acest domeniu a fost executarea canalului A3 din Bucureşti în anul 1964, cu ajutorul unui set de cofraje tunel.

Canalul A 3 este alcătuit din două canale paralele cu secţiune dreptunghiulară (fig.1) din beton armat monolit. Lucrările s-au organizat pe tronsoane, astfel :

În prima fază s-au executat lucrările de terasamente şi radierul. Peste radier s-au montat căile de rulare (şine de cale ferată îngustă) şi cofrajele tunel (fig. 2).

Apoi s-au desfăşurat armarea şi montarea panourilor exterioare (fig. 3) după care s-a turnat betonul.

Setul de cofraje era alcătuit din cofraje tunel interioare şi cofraje plane exterioare, confecţionate din profile de oţel îmbrăcate cu placaj tego.

Decofrarea cofrajelor tunel s-a realizat folosind manşoane cu filet pentru strîngerea în interior şi verine verticale pentru aşezarea la cotă. Cinematica de decofrare utilizată permitea strîngerea cofrajelor în interior prin coborîrea articulaţiei de boltă şi reducerea unghiului de 90° dintre cofrajul pereţilor şi al planşeului.

Rularea cofrajelor s-a făcut pe vagoneţi de cale ferată îngustă independenţi, folosindu-se cîte un vagonet la mai multe cofraje.

Prin înlocuirea cofrajelor demontabile din panouri, cu cofraje tunel, s-au realizat lucrări de bună calitate, eliminarea parţială a tencuielilor, reducerea consumului de lemn şi forţe de muncă şi circa 400 000 lei economii.

Acest cofraj tunel, care se mai utilizează şi astăzi la executarea unor construcţii hidrotehnice în ţară, a constituit punctul de plecare a realizărilor care au urmat în acest domeniu.

Experimentarea „cofrajului spaţial" pentru clădiri etajate s-a făcut în anul 1965 pe şantierul Regie II din Bucureşti, la căminul C 3 (fig. 4).

Scopul experimentării era verificarea procedeului şi omologarea cofrajului spaţial în vederea aplicării pe scară largă la construcţiile de locuinţe, conformate antiseismic cu structură fagure sau celulară.

Pe baza proiectului 5/62 — elaborat de un colectiv I. P. B. — s-au executat primele cofraje spaţiale metalice din ţară de către ICMRUC, care au fost experimentate de către ICM 5.

Au fost confecţionate căi de rulare, cofraje spaţiale şi cofraje plane de capăt cu ajutorul cărora s-au executat parţial etajele III şi IV.

Rezultatele experimentării în condiţii de şantier au fost pozitive, creîndu-se premisele tehnice trecerii la aplicarea pe scară largă a procedeului şi a agregatelor care au fost astfel omologate.

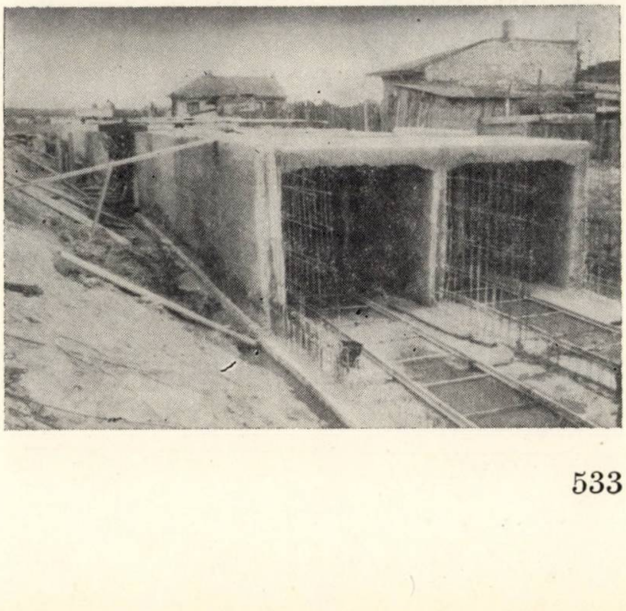
Ca urmare a acestei experimentări s-au obţinut :

— tehnologia de confecţionare a cofrajelor spaţiale în condiţii obişnuite de lucru cu realizarea lucrărilor cu toleranţe reduse şi în special în ceea ce priveşte planeitatea panourilor de cofraj (fig. 5) ;

— s-au verificat sistemele cinematice şi dispozitivele de rulare, ridicare şi strîngere impuse de structurile antiseismice ;

— s-au verificat procesele de transport şi depozitare, montare, cofrare, decofrare, armare, turnarea betonului, decofrarea timpurie şi finisarea suprafeţelor (fig. 6, 7, 8) ;

Fig. 1. Canalul A$_3$



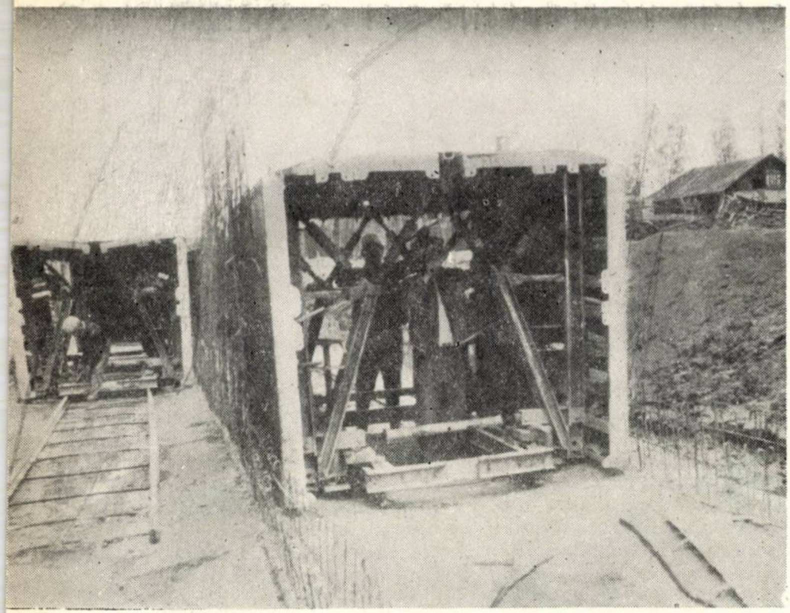


Fig. 2. Montarea cofrajelor tunel

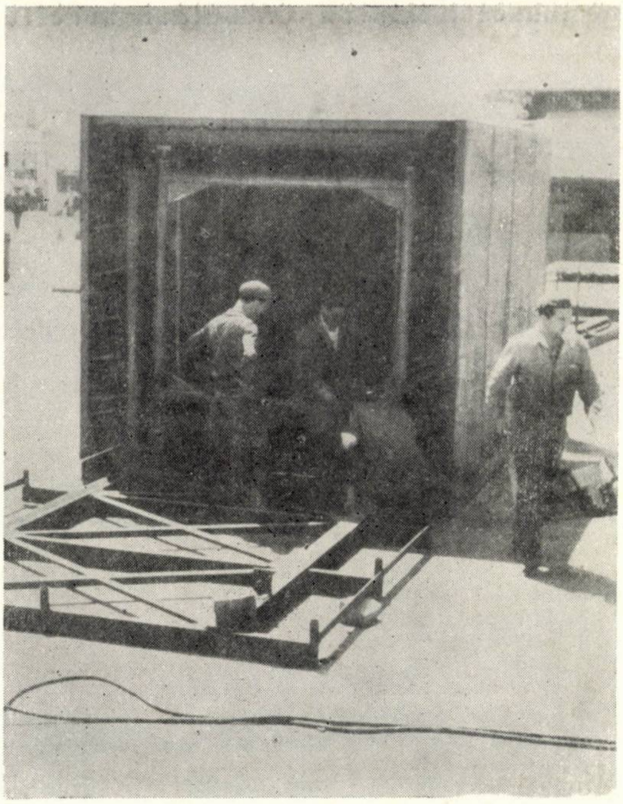
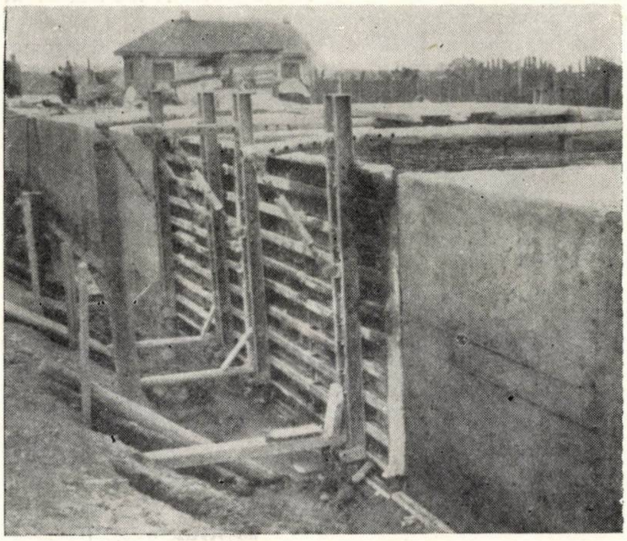


Fig. 5. Asamblarea cofrajelor spațiale la ICMRUC



← Fig. 3. Armarea și montarea cofrajelor exterioare

Fig. 4. Experimentarea cofrajului spațial la Căminul C 3 Șantier Regie

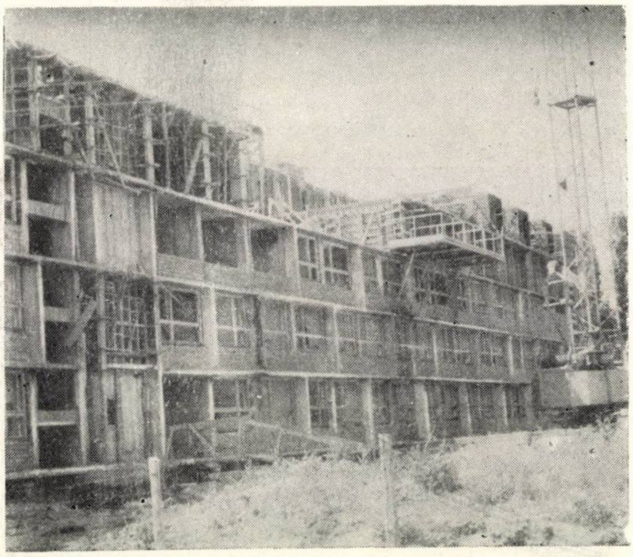
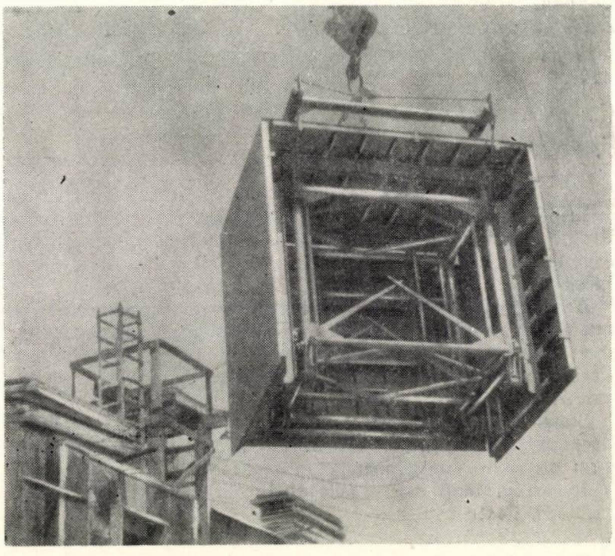


Fig. 6. Transportul cofrajului spațial



— s-au stabilit dozajele pentru betoanele speciale în vederea eliminării tencuielilor;

— s-a experimentat înglobarea în beton a instalaţiilor electrice;

— s-a verificat posibilitatea eliminării tencuielilor.

Întrucît experimentarea s-a făcut pe scară redusă, nu s-a folosit accelerarea întăririi betonului prin încălzire, utilizîndu-se ciment RIM şi susţinerea plăcilor la partea superioară cu grinzi metalice rezemate pe diafragme.

Această experimentare are o importanţă deosebită, întrucît pentru prima oară a fost soluţionată executarea construcţiilor din beton armat monolit, conformate antiseismic cu diafragme pe două direcţii cu bulbi şi planşee cu grinzi, cu ajutorul unui procedeu şi agregat original românesc, care asigură cofrarea integrală a elementelor structurale dimensionate cu secţiuni optime, în vederea reducerii la minimum a consumului de oţel-beton (fig. 9).

Stadiul tehnic în acea perioadă cunoştea realizarea structurilor alcătuite din diafragme verticale cu grosime constantă (fără bulbi) dispuse pe o singură direcţie (transversal sau longitudinal) şi planşee fără grinzi (sistemele: Sectra, Tracoba fig. 10) caracterizate prin faptul că pot fi utilizate numai în regiuni fără seismicitate.

Această experimentare, deşi a avut o desfăşurare restrînsă, a constituit punctul de plecare a realizărilor pe scară largă ce au urmat, oferind beneficiarului, proiectantului şi executantului elementele de aplicare practică a procedeului şi agregatului.

Avînd la bază această experimentare, SPOB a trecut la aplicarea pe scară largă a cofrajelor spaţiale, avînd în prezent în funcţiune trei seturi de cofraje spaţiale pe şantierul Armata Poporului din Bucureşti pentru clădiri cu 4 şi 9 etaje.

3. DESCRIEREA PROCEDEULUI

Procedeul cofrajelor spaţiale se caracterizează prin aceea că, în scopul mecanizării executării structurii din beton armat monolit a clădirilor etajate, alcătuite din diafragme verticale dispuse în sens longitudinal şi transversal cu bulbi şi stîlpi, planşee cu grinzi, scări şi eventual lift, şi a realizării unor lucrări de calitate superioară cu suprafeţe plane şi netede, care să poată fi finisate direct (eliminîndu-se tencuielile), utilizează o linie tehnologică mobilă alcătuită dintr-un set de cofraje spaţiale metalice mobile transportabile cu macarale turn.

O linie tehnologică pentru executarea a circa 400 apartamente pe an are un set de cofraje mobile pentru un tronson-nivel de clădire de circa 300 m² care se deplasează succesiv de la un tronson la celălalt (fig. 11).

Procesul tehnologic cuprinde următoarele faze:

— tasarea şi montarea căilor de rulare;

— armarea pereţilor;

— montarea cofrajelor;

— turnarea betonului în pereţi;

— armarea planşeelor;

— turnarea betonului în planşee;

— accelerarea întăririi betonului;

— decofrarea;

— rectificarea suprafeţelor.

Aceste lucrări se pot executa în 48 ore (2 apart/zi) şi cu organizarea lucrului în trei schimburi se poate ajunge la ciclul de 24 ore (4 apart/zi).

4. AVANTAJELE PROCESULUI

Principalele avantaje ale cofrajelor spaţiale sînt următoarele:

a) Asigură o calitate superioară a structurii clădirilor, datorită preciziei de execuţie ca dimensiuni, cu toleranţa de circa 1—2 mm, folosirii unor betoane speciale şi calificării muncitorilor care execută zilnic aceleaşi lucrări.

b) Structurile sînt executate integral din beton armat monolit, ceea ce reprezintă o garanţie deosebită în privinţa rezistenţei şi stabilităţii la sarcini seismice.

Procedeul nu impune servituţi cum ar fi monolitizarea elementelor prefabricate, turnarea fracţionată la cofrajul glisant (faza I pereţi, faza II planşee) etc.

c) Reduce costul lucrărilor faţă de cofrajele tego.

d) Reduce total consumul de material lemnos.

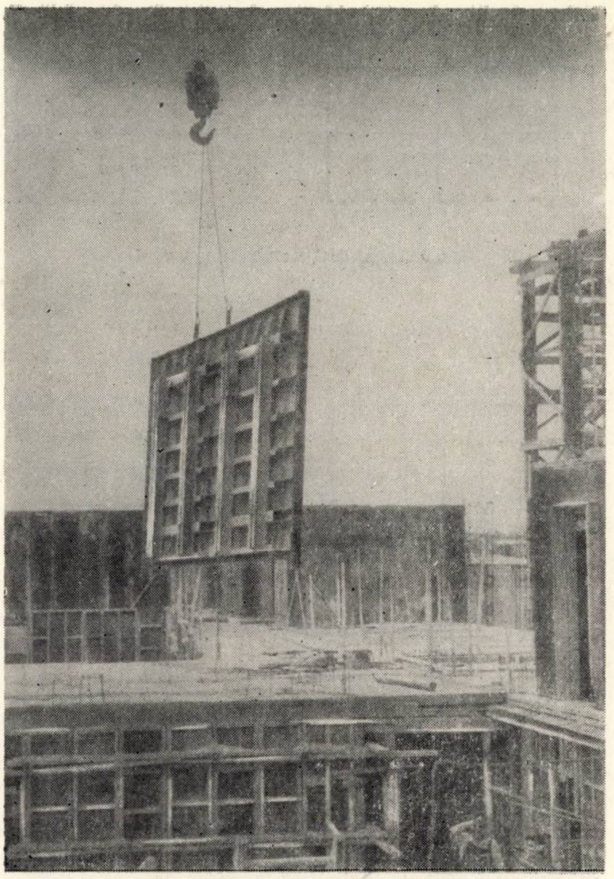


Fig. 7. Transportul cofrajelor plane

e) Elimină tencuielile şi betoanele de egalizare care sînt lucrări necesare procedeelor caracterizate prin imprecizie de execuţie.

f) Reduce consumul de forţe de muncă faţă de cofrajele tego.

g) Asigură continuitatea lucrului şi în timpul friguros.

h) Necesită investiţii reduse (de circa 5 ori mai mici în raport cu panourile mari) şi cu durată de amortizare foarte rapidă (2—3 ani).

i) Reduce volumul transporturilor şi al rebuturilor în comparaţie cu metodele bazate pe folosirea prefabricatelor.

Procedeul necesită un consum de oţel pentru confecţionarea cofrajelor spaţiale de circa 1 kg/m², care este compensat de economiile de oţel-beton de circa 3 kg/m² realizate pînă în prezent la proiectele cu cofraje spaţiale faţă de cofrajele tego.

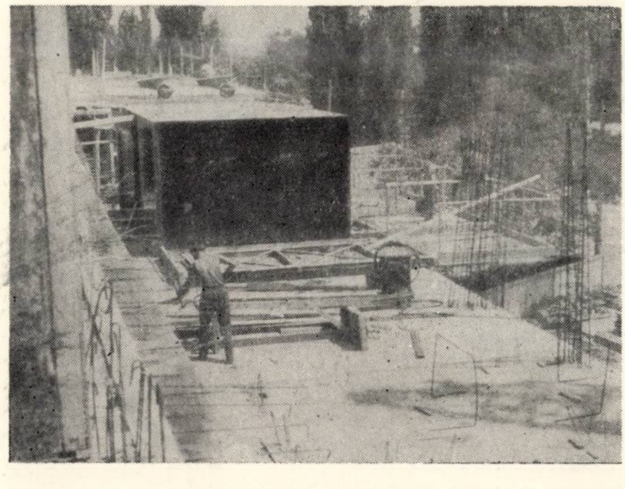


Fig. 8. Montarea cofrajelor spaţiale

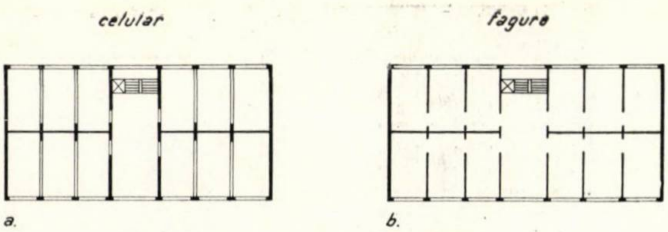


Fig. 9. Plan secțiuni conformate antiseismic

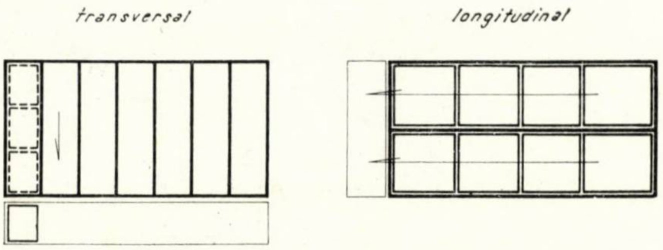


Fig. 10. Secțiuni unidirecționale tunel (diafragme transversale sau longitudinale fără bulbi și planșee dală fără grinzi)

5. PROIECTAREA CONSTRUCȚIILOR CE URMEAZĂ A FI EXECUTATE PRIN METODA COFRAJELOR SPAȚIALE

Avantajele tehnico-economice ale structurilor cu diafragme din beton armat (fagure și celular) au impus folosirea lor aproape în exclusivitate la clădirile cu multe etaje. Aceste structuri, caracterizate prin folosirea elementelor plane (diafragme), au deschis noi perspective industrializării executării lucrărilor, determinînd apariția metodelor moderne cum ar fi panourile mari prefabricate, cofrajele glisante, cofrajele spațiale etc.

În orașul București se utilizează în paralel toate sistemele de execuție și se remarcă prevederea executării în anii următori a unui număr sporit de apartamente pe baza tehnologiei de execuție industrializată prin folosirea cofrajelor spațiale, în special la clădiri cu mai mult de 4 etaje.

Proiectarea clădirilor ce urmează a fi executate prin metoda cofrajelor spațiale pune o serie de probleme specifice legate de valorificarea posibilităților oferite de acest procedeu.

5.1. Proiectul de arhitectură

Industrializarea prin aplicarea cofrajelor spațiale este mult mai elastică în comparație cu cea rezultată din aplicarea prefabricatelor, oferind arhitectului posibilități variate de plan și fațade. Faptul că primele realizări (blocuri cu p + 9 și p + 4 etaje) din București s-au făcut prin aplicarea cofrajelor spațiale la niște partiuri existente, proiectate a se executa prin metode obișnuite, respectîndu-se întocmai fațadele inițial proiectate, demonstrează că arhitectul are la îndemînă suficiente posibilități de exprimare în condițiile executării industrializate prin această metodă.

Desigur că o modulare a secțiunilor de locuințe, cum este cea elaborată ulterior de Institutul Proiect București, oferă unele avantaje privind în special confecționarea la fabrică a elementelor spațiale metalice ce intră în alcătuirea liniei tehnologice, dar în ipoteza aplicării pe scară largă a unor partiuri cum este proiectul IPB—nr. 3092 — Secțiune OD—p + 9 (fig. 12 plan OD) modularea nu mai este necesară. La această secțiune întîlnim o mare varietate de dimensiuni. Astfel:

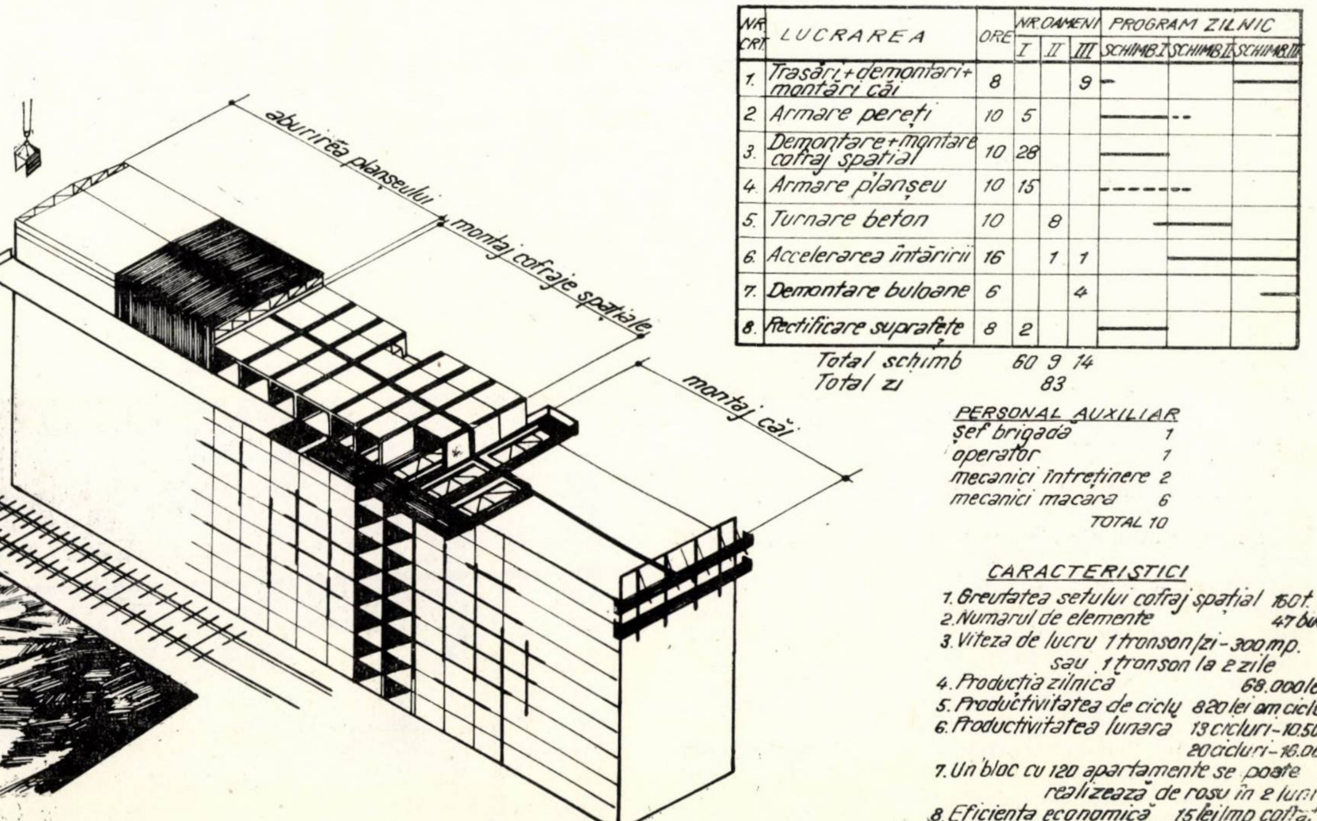
— travee — 3,00 m, 4,35 m, 4,50 m, 4,60 m;
— deschideri — 4,00 m și 5,30 m.

S-au realizat și construcții cu o modulare ideală cum sînt căminele studenților cu p + 4 etaje (fig. 13).

În ultima perioadă se tinde totuși spre folosirea limitată a dimensiunilor, ajungîndu-se la utilizarea a trei travee, în special pentru prefabricarea fațadelor:

2,80 m pentru bucătării și dormitoare;

Fig. 11. Procedeul de execuție cofraj spațial



NR. CRT.	LUCRAREA	ORE	NR. OAMENI			PROGRAM ZILNIC		
			I	II	III	SCHIMB I	SCHIMB II	SCHIMB III
1.	Trasări + demontări + montări căi	8			9	—		———
2.	Armare pereți	10	5			———	- -	
3.	Demontare + montare cofraj spațial	10	28			———		
4.	Armare planșeu	10	15			- - - -	- -	
5.	Turnare beton	10		8		—	———	
6.	Accelerarea întăririi	16		1	1		———	———
7.	Demontare buloane	6			4			—
8.	Rectificare suprafețe	8	2			———		
	Total schimb		60	9	14			
	Total zi			83				

PERSONAL AUXILIAR

șef brigadă	1
operator	1
mecanici întreținere	2
mecanici macara	6
TOTAL	10

CARACTERISTICI

1. Greutatea setului cofraj spațial 160 t.
2. Numarul de elemente 47 buc.
3. Viteza de lucru 1 tronson/zi – 300 mp. sau 1 tronson la 2 zile
4. Producția zilnică 68.000 lei
5. Productivitatea de ciclu 820 lei om ciclu
6. Productivitatea lunara 13 cicluri – 10.500 lei 20 cicluri – 16.000 lei
7. Un bloc cu 120 apartamente se poate realizează de roșu în 2 luni
8. Eficiența economică 15 lei/mp cofraj 3000 lei/apartament

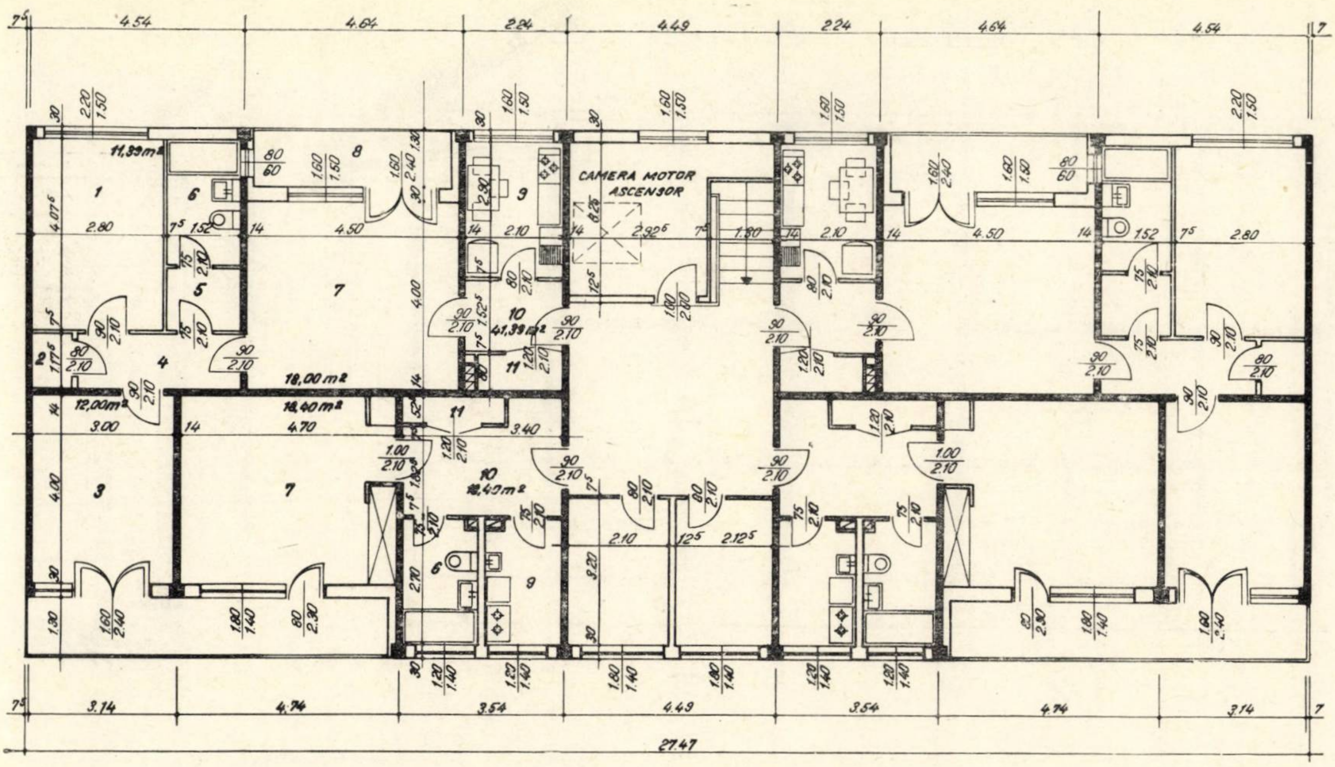


Fig. 12. Bloc p+10 — secțiune OD; plan etaj 10

3,40 m pentru camere;

4,64 m pentru traveea scării cu lift (fig. 14).

Fațadele pot fi tratate liber, diferențiat de la un bloc la altul.

Pereții exteriori se pot realiza din:

- zidărie de cărămidă sau beton celular (fig. 15);
- panouri mari prefabricate (fig. 16);
- panouri cortină (fig. 17).

În privința lucrărilor de finisaj apare o deosebire calitativă între soluțiile tradiționale și cea a cofrajelor spațiale, prin reducerea tencuielilor și betoanelor de egalizare, suprafețele cofrate cu panouri mari metalice fiind netede și plane, constituind un strat suport superior celui obținut prin tencuire.

Peste aceste suprafețe se pot aplica zugrăveli, vopsitorii, tapet, fiind posibilă și executarea unor lucrări speciale (calciovecchio, placaje etc.).

5.2. Structura construcției

Procedeul cofrajelor spațiale a fost bine primit de proiectantul de rezistență, întrucît calitatea lucrărilor structurale crește considerabil în comparație cu celelalte procedee (panouri mari, cofraje glisante, cofraje tego, zidărie etc.).

Asigurarea rezistenței la sarcini statice și dinamice este garantată de folosirea betonului armat monolit și prin adaptarea unor structuri de tip fagure sau celular, la care conlucrarea spațială și contravîntuirea pereților cu secțiuni reduse se realizează prin planșee cu grinzi turnate monolit cu pereții.

Proiectarea infrastructurii se face obișnuit (se execută prin metoda cofrajelor tego) adoptîndu-se fundații continue sub diafragma din beton simplu și tălpi din beton armat, pereți și planșee din beton armat monolit, care constituie o cutie rigidă încastrată în teren.

Începînd de la cota ±0,00, lucrările urmează a se executa prin metoda cofrajelor spațiale și intervine o serie de elemente specifice de proiectare.

Elementele portante se proiectează pe baza unei dimensionări eficiente, îndeplinind condițiile de rezistență, stabilitate, săgeată, izolare fonică etc.

În proiectele realizate pînă în prezent s-au folosit următoarele dimensiuni pentru diverse elemente portante. Astfel:

Clădiri cu p + 4 etaje

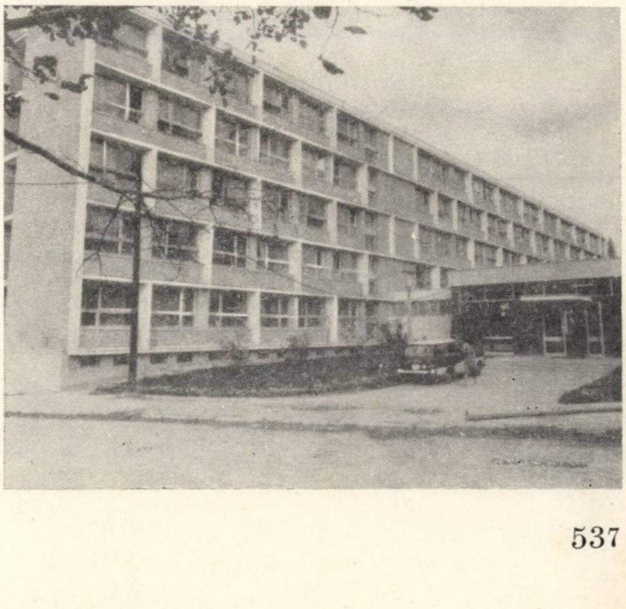
— diafragme verticale fără bulbi	14 cm grosime
— plăci	10÷14 cm grosime

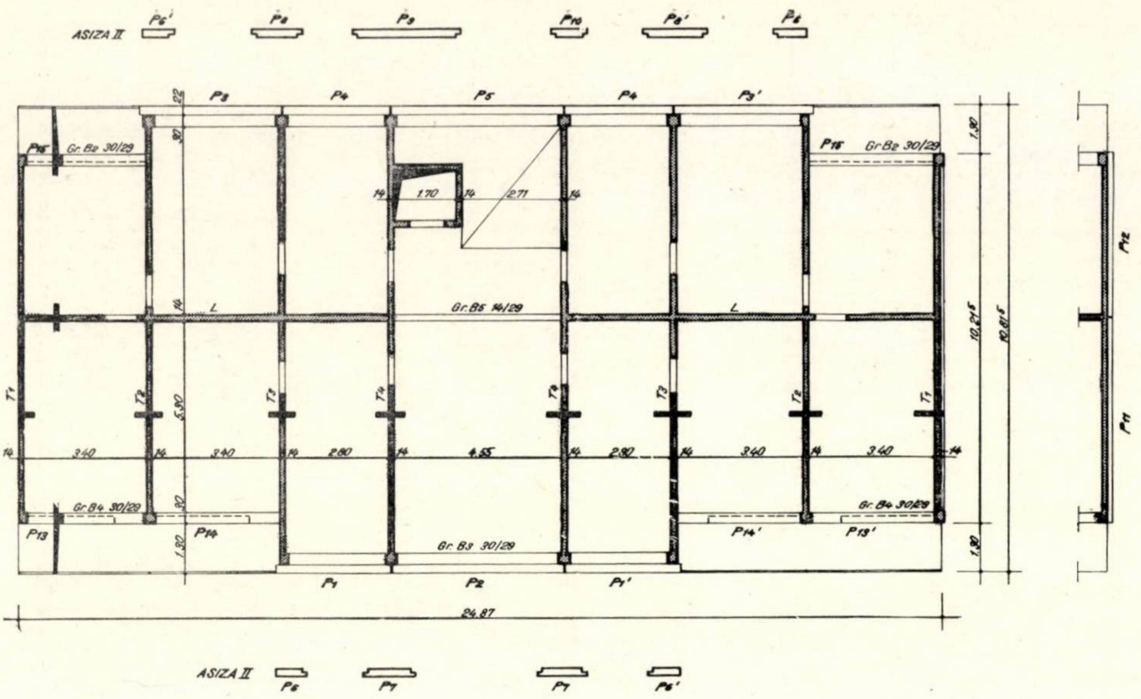
Clădiri cu p + 10 etaje

— diafragme verticale cu bulbi	14 cm grosime
— bulbi	25×30 cm și 30 × 30 cm
— plăci	10÷14 cm
— grinzi	14÷30×30 cm.

Grosimea diafragmelor de 14 cm a fost adoptată ca limită inferioară a izolării fonice și a posibilităților de turnare a betonului, reducerea de la 15 cm la 14 cm față de cea folosită la cofrajele tego fiind justificată de marca superioară a betonului și eliminarea excentricităților rezultate din erori de execuție.

Fig 13. Căminul C 3 executat parțial cu cofrajul spațial I.P.B.





TABEL PREFABRICATE FATADA

NR. CRT.	TIPUL PREFABRIC.	BUC.	OBSERVATII
1	P_1	10	
2	P_1'	10	
3	P_2	10	
4	P_3	10	
5	P_3'	10	
6	P_4	20	
7	P_5	10	
8	P_6	22	
9	P_6'	22	
10	P_7	22	
11	P_8	11	
12	P_8'	11	
13	P_9	11	
14	P_{10}	11	
15	P_{11}	21	se folosesc numai la tronsoane marginale
16	P_{12}	21	–„– –„–
17	P_{13}	21	
18	P_{13}'	21	
19	P_{14}	21	
20	P_{14}'	21	
21	P_{15}	21	

NOTA:
Zidurile exterioare la loggie se pot executa cu panouri prefabricate tip parapet.

NOTA:
In cazul executării cu cofraje tego se vor mări grosimile pereților dela 14 cm. la 15 cm.

Fig. 14. Plan cofraj bloc p + 10 – secțiune CS 5

Introducerea grosimii de 14 cm la plăci s-a făcut prin reducerea grosimii pardoselilor de la 7 cm la 3 cm, datorită eliminării betoanelor de egalizare, suprafața superioară a plăcilor putînd fi nivelată chiar de la turnare. Scopul acestei soluții a fost menținerea aceleiași izolații fonice și reducerea consumului de oțel-beton (circa 1 kg/cm²).

Grinzile au înălțimea de 30 cm întrucît performanța de coborîre sub planșeu a cofrajului spațial folosit este de circa 18 cm.

S-au făcut unele studii în vederea adoptării unor structuri fără grinzi și bulbi și s-au realizat astfel de construcții cu p + 4 etaje (Cămin studențesc Regie II, Pr. IPB. nr. 3660).

Pentru clădirile cu p + 8 —10 etaje, chiar în zonele cu gradul 6—7 de seismicitate, nu se poate renunța decît parțial la aceste elemente, întrucît ar duce la mărirea grosimii pereților și la un consum mai ridicat de oțel.

Calculele comparative situează în poziție defavorabilă diafragmele fără bulbi, din punct de vedere al stării de eforturi și al consumului de oțel-beton; de asemenea și planșeele fără grinzi de margine, întrucît zonele marginale sînt solicitate și de greutatea cofrajelor spațiale mobile în cazul rulării lor pe console exterioare.

În prezent aceste elemente constructive trebuie menținute întrucît ele realizează o economie de oțel-beton.

Folosirea elementelor prefabricate de fațadă deschide posibilitatea turnării bulbilor și a grinzilor în faza de monolitizare, dar deocamdată și această soluție necesită costuri suplimentare și un spor de oțel-beton de circa 1,5—2 kg/m² Ad.

În aceste condiții, în țara noastră nu este posibilă aplicarea cofrajelor tunel folosită în străinătate decît cu cheltuieli suplimentare, legate de eliminarea bulbilor și a grinzilor, și cu turnarea în a doua fază de execuție cu o altă metodă de cofrare a diafragmei longitudinale, ceea ce ar reduce considerabil eficiența lor.

Elementele structurale se armează la fel ca în ipoteza executării în cofraje tego, asigurîndu-se posibilitatea realizării plaselor și carcaselor de armături (semifabricate) eventual sudate la sol în vederea montării directe în cofraj. Armarea planșeelor se face obișnuit inclusiv grinzile, pe o platformă amenajată la sol, și se ridică cu un cadru metalic special susținut de cîrligul macaralei.

5.3. Instalații

Proiectele de instalații se întocmesc la fel ca și la clădirile obișnuite cu următoarele deosebiri:

— instalația electrică se înglobează în beton (tuburi, prize, doze, dibluri etc.);

— instalația de încălzire este aparentă;

— instalația sanitară se realizează cu coloane prefabricate, noduri sanitare sau băi spațiale.

5.4. Proiectarea utilajului

Productivitatea utilajului cofraj spațial depinde în mare măsură de concepția sa funcțională și de aceea trebuie respectate următoarele principii de proiectare:

1 — Reducerea numărului de piese montabile.

2 — Folosirea decofrării prin deslipire progresivă pentru a se reduce eforturile.

3 — Folosirea dispozitivelor de decofrare productive cum sînt pîrghia și excentricul etc.

4 — Cumularea mai multor funcțiuni într-un singur element (exemplu cofraj-soclu+cale de rulare + pasarelă).

5 — Preluarea împingerii betonului prin buloane de strîngere.

6 — Folosirea conductelor de încălzire la rigidizarea panourilor.

7— Folosirea aburului ca agent încălzitor, deoarece este cel mai eficient eliminînd și pericolul de îngheț iarna.

8 — Asigurarea măsurilor de protecție a muncii.

9 — Asigurarea rezistenței și indeformabilității.

5.4.1. Descrierea utilajului

Pînă în prezent s-au realizat cinci cofraje spațiale care sînt folosite la executarea clădirilor de locuit din București. Ceea ce este specific cofrajelor spațiale românești este procedeul de

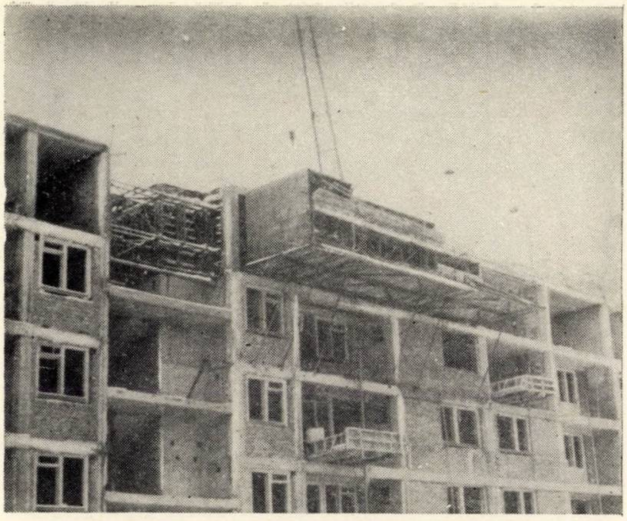


Fig. 15. Blocul 10 în timpul execuţiei

rulare transversală bilaterală (fig. 18) şi cinematica de decofrare originală, care permit turnarea diafragmelor longitudinale şi transversale, turnarea bulbilor stîlpilor şi a grinzilor.

Cofrajele I.P.B. s-au executat pe baza prototipului experimentat şi omologat în anul 1964 şi care a fost prezentat în capitolul 2, figurile 4—8 şi capitolul 9.

Pentru cofrarea unei camere, după procedeul I.P.B. sînt necesare unul sau două elemente de cofraj spaţial, iar la cofrajul spaţial D. G. C. M. sînt necesare patru cofraje spaţiale.

În tabela 1 sînt prezentate caracteristicile cofrajelor spaţiale.

Ca performanţe se constată că suprafaţa cofrată pe element este de 2 respectiv 4 ori mai mare la cofrajele I. P. B., ceea ce conduce şi la o productivitate sporită. Cofrarea grinzilor şi a bulbilor se poate face numai utilizînd cofrajele I. P. B. La noul tip de cofraj D. G. C. M. s-a realizat numai turnarea bulbilor, iar grinzile se cofrează ulterior cu alt procedeu.

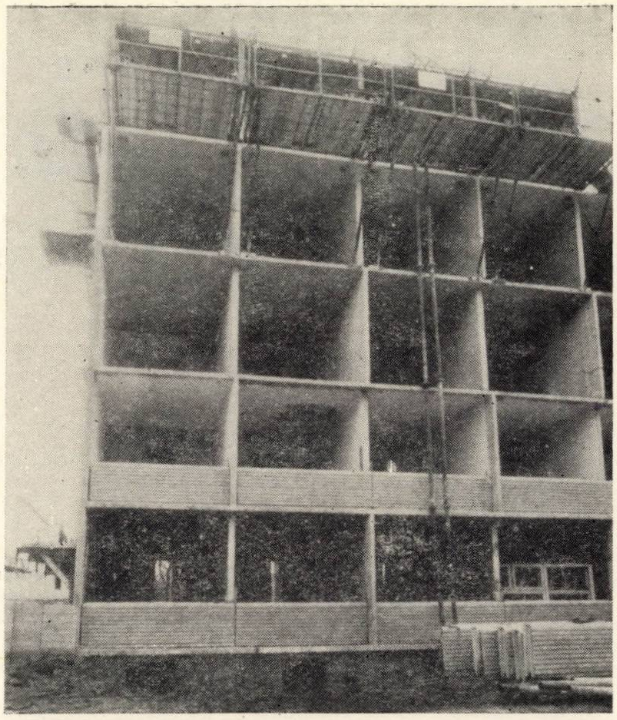


Fig. 16. Cămin C 4 — Cofrajul spaţial la etajul IV. — Montarea panourilor de faţadă la parter şi etajul I

5.4.1.1. Descrierea cofrajului spaţial I. P. B.

Agregatul cofraj spaţial cuprinde toate elementele necesare cofrării structurii din beton armat monolit pe un tronson nivel (4 apartamente) şi anume:

— cofraje spaţiale pentru camere

— cofraje plane pentru pereţi de capăt

Tabela 1

Denumirea	Cofrajul spaţial		
	I.P.B.-II-1965	D.G.C.M. 1966	I.P.B. III-1967 (proiect)
Greutatea setului (t)	180	220	161
Nr. de elemente	104	207	60
Costul setului (lei)	2 200 000	2 400 000	1 750 000
Suprafaţa de cofraj/piesă	9,8 m^2/buc	4,83 m^2/buc	15,4 m^2/buc
Greutatea piesă medie (t)	1,73	1,06	2,7
Modul de rulare	roţi cu şină de ghidaj (împingere manuală)	bile fără ghidaj (tragere cu tirfor)	roţi cu şină de ghidaj (împingere manuală)
Principiul de decofrare	dezlipire în pană	zmulgere	dezlipire în pană
Dispozitiv de decofrare	cu pîrghii $\delta = 10$ cm	cu şurub $\delta = 2$ cm	cu pîrghii $\delta = 10$ cm
Dispozitiv de coborîre	centralizat cu manivelă $h = 18$ cm	independent cu verine $h = 3$ cm	centralizat cu manivelă $h = 18$ cm
Accelerarea întăririi	aburire planşeu + termocofraj	termocofraj	aburire planşeu + termocofraj parţial
Agent încălzitor	abur	apă caldă	abur
Cofrare — plăci şi pereţi	da	da	da
Cofrare grinzi	da	nu	da
Cofrare bulbi	da	nu	da
Cofrare lift	da	nu	da
Cofrare scări	da	nu	da
Rosturi între cofraje în cameră*)	4L + 5B + 10 H = 64 m	6L + 7B + 14 H = 94 m	4L + 3B + 6H = 48 m
Zone neturnate	—	60 m grinzi	—

Nota:

* L = adîncimea camerei
B = lăţimea
H = înălţimea

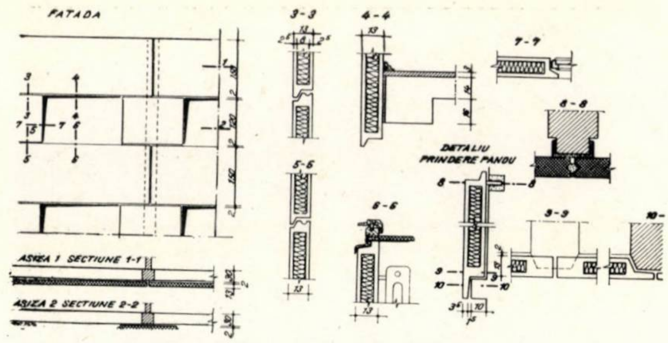

FAȚADA
3-3
4-4
7-7
5-5
6-6
8-8
9-9
10-
DETALIU PRINDERE PANOU
ASIZA 1 SECȚIUNE 1-1
ASIZA 2 SECȚIUNE 2-2

Fig. 17. Panouri fațadă pe două asize

— cofraje gol scară
— cofraje gol lift
— cofraje spațiale de scară.

Cofrajul spațial pentru o cameră (fig. 19) este alcătuit din trei subansambluri transportabile :

a — calea de rulare
b — cofrajele spațiale
c — cadrul de fațadă.

Calea de rulare cuprinde și pasarela exterioară cu podina de lemn și balustrada precum și cofrajele de soclu pe trei laturi ale camerei pe înălțime de 20 cm lateral și 40 cm în partea de fund.

Cofrajul spațial de fund este alcătuit dintr-un cărucior de rulare cu patru roți echipat cu dispozitive de decofrare pe care sînt susținute articulat trei panouri de cofraj pentru pereți și un panou de cofraj pentru planșeu.

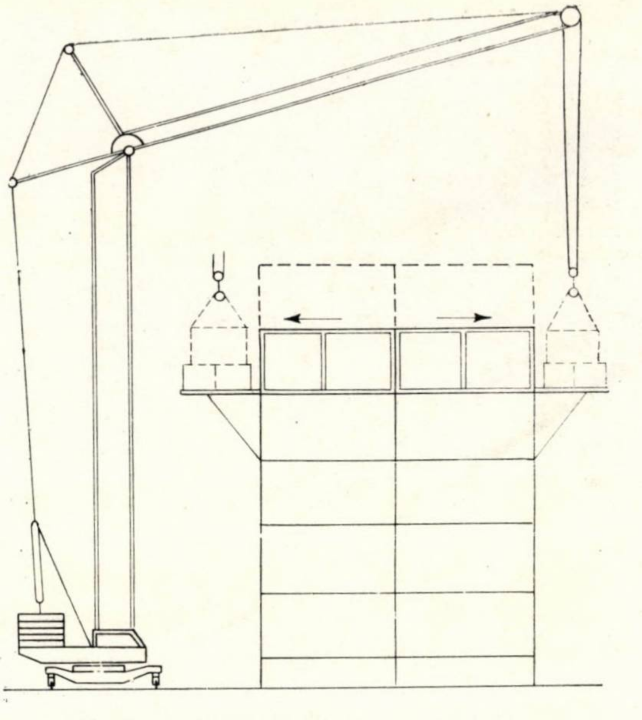
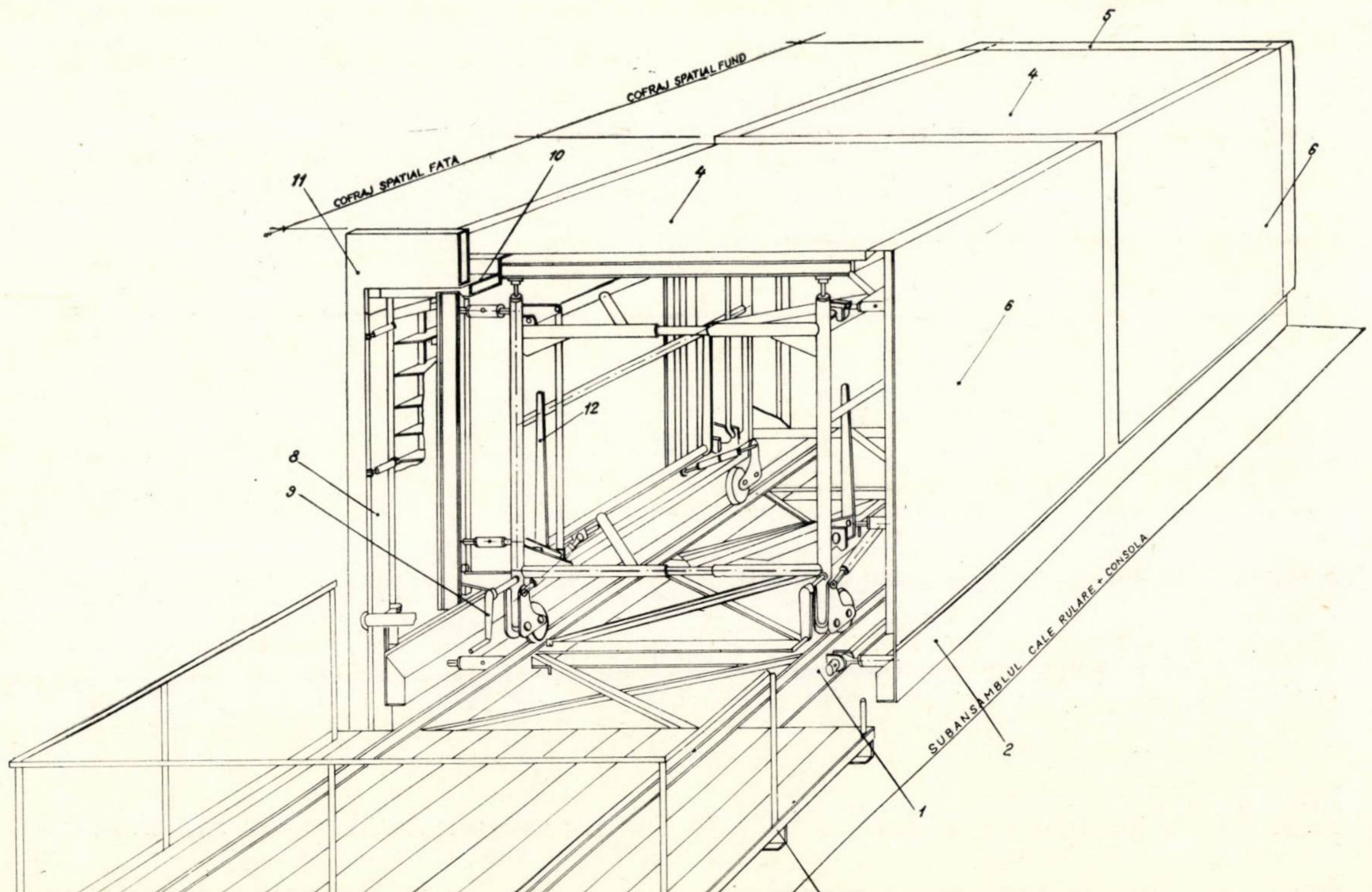


Fig. 18. Rularea bilaterală a cofrajelor spațiale

Fig. 19. Perspectivă

1 — cale rulare ; 2 — cofraj soclu ; 3 — pasarelă ; 4 — panou cofraj tavan ; 5 — panou cofraj fund ; 6 — panou cofraj perete ; 7 — colțar ; 8 — cofraj bulbi ; 9 — manivelă de coborire ; 10 — cofraj grindă ; 11 — cadru de fațadă ; 12 — pîrghie de decofrare


COFRAJ SPAȚIAL FUND
COFRAJ SPAȚIAL FAȚA
SUBANSAMBLUL CALE RULARE + CONSOLA
1
2
3
4
5
6
8
9
10
11
12

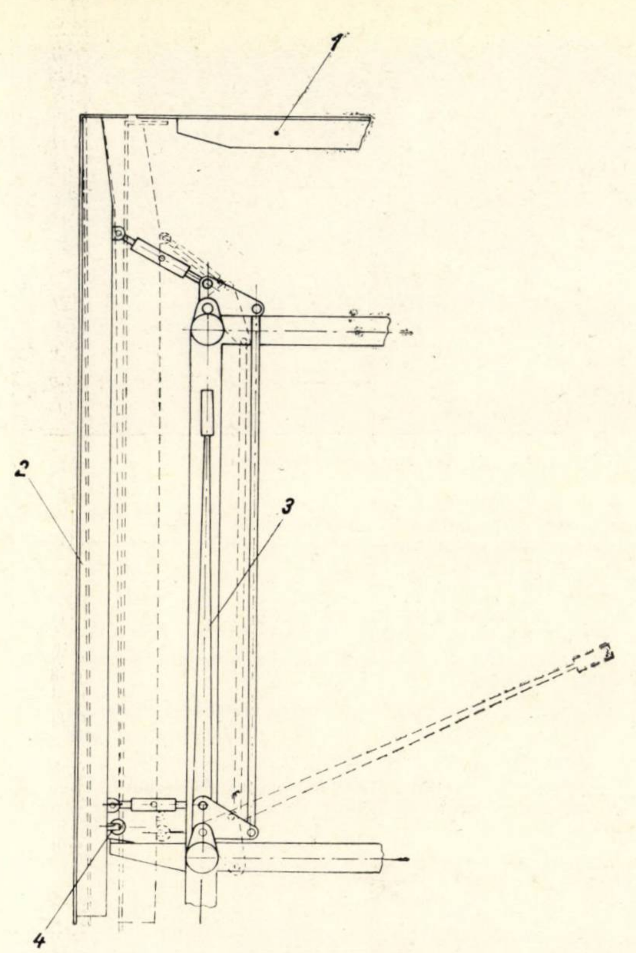


Fig. 20. a) poziţie cofrat; b) deslipirea; c) poziţie decofrat; 1 — panou cofraj planşeu; 2 — panou cofraj pereţi; 3 — pîrghie de decofrare; 4 — rolă

Cofrajul spaţial de faţă este similar cu cofrajul de fund avînd acelaşi cărucior de rulare, două cofraje pentru pereţi, unul pentru planşeu şi cofrajele pentru grinzi şi bulbi.

Cadrul de faţadă cofrează spre exterior grinzile şi bulbii.

Căile de rulare se ancorează cu buloane în planşeul inferior după ce au fost aşezate la cotă cu patru şuruburi de reglaj.

Cofrajele de soclu se decofrează prin rabatare după ce au fost dezlipite prin acţionarea unui ax excentric.

Cofrajele spaţiale au două mecanisme de decofrare: mai întîi se decofrează pereţii cu ajutorul pîrghiilor (fig. 20), care imprimă acestora o mişcare de strîngere de 10 cm spre interiorul camerei, combinată cu o uşoară coborîre, realizînd şi o dezlipire progresivă începînd de la partea inferioară; apoi se acţionează cu manivela dispozitivul de coborîre (fig. 21), care prin apropierea roţilor, două cîte două, realizează coborîrea întregului cofraj spaţial cu 18—20 cm, astfel încît să ruleze pe sub grinzile planşeului.

Cofrajul gol scară este alcătuit din două panouri de pereţi solidarizate cu ţevi metalice şi dispozitivele de decofrare cu excentric.

Cofrajul pentru golul liftului este alcătuit din patru panouri de cofraj legate articulat pe un schelet din ţevi metalice. Printr-un mecanism cu pîrghii se realizează decofrarea la ridicare cu macaraua şi se autocofrează la rezemarea lui cînd este eliberat din macara.

Atît cofrajul pentru golul scării cît şi cofrajul pentru golul liftului sînt rezemate în timpul lucrului pe cîte două grinzi metalice sprijinite pe goluri în diafragme.

Cofrajul pentru scări este similar cofrajului spaţial pentru camere avînd cale de rulare, cărucior de deplasare, panou de cofraj pentru podest şi două cofraje rabatabile pentru cele două rampe ale scării (fig. 22).

5.4.1.2. Descrierea cofrajului spaţial D.G.C.M.

Cofrajele D. G. C. M. au aceleaşi elemente de cofraj pentru cofraje plane, gol scară, gol lift şi scări şi se diferenţiază prin adoptarea unui alt sistem de cofraje spaţiale pentru camere, folosind elemente de greutate medie avînd lungimea de numai 1,5 m.

Un cofraj spaţial este alcătuit din două elemente rigide, fiecare cofrînd un perete şi o jumătate de placă, solidarizate între ele printr-un sistem telescopic la grinzile de tavan şi tiranţi orizontali cu şurub. Decofrarea este posibilă după coborîrea unei piese de cheie care creează spaţiul necesar strîngerii cofrajelor spre interiorul camerei. Rularea se face pe bile care permit deplasări în orice direcţie.

6. CONFECŢIONAREA

Proiectarea a ţinut seamă de posibilităţile de execuţie ale ICMRUC şi de materialele ce pot fi procurate.

S-a întocmit un caiet de sarcini în care s-au stabilit condiţiile de confecţionare. Astfel:

Materiale

— tablă de oţel planată de 4 mm;
— profile, ţevi şi tablă profilată din oţel;
— îmbinări cu sudură electrică discontinuă.

Condiţii de execuţie	*Toleranţa*
— panourile de cofraj	planeitate 0,01 % forma geometrică 0,01 % la rosturi 0,05 %
— mecanisme	precizia IV STAS 1982—52.

Executarea cofrajelor spaţiale pentru un tronson nivel de 4 apartamente a necesitat 180—200 tone oţel, ceea ce reprezintă circa 180—200 kg/m² suprafaţă de cofraj în contact cu betonul.

Considerînd că se pot refolosi de circa 600 ori, rezultă un consum de circa 0,3—0,33 kg/m² suprafaţă cofrată.

Dacă comparăm consumul de oţel-beton la structurile executate în cofraje tego cu cel al structurilor ce se execută în cofraje spaţiale, rezultă o economie de circa 2 kg/m² la structurile executate în cofraje spaţiale, care acoperă cu prisosinţă consumul necesar confecţionării cofrajelor metalice.

7. DEPOZITARE — TRANSPORT

Utilajul nu pune probleme speciale de depozitare şi transport, întrucît este foarte robust şi transportabil.

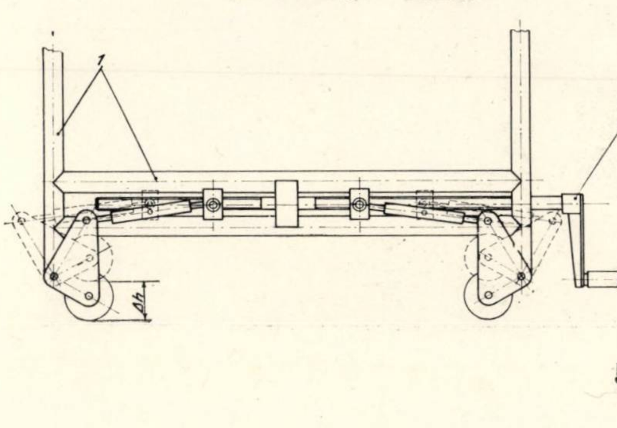
Transportul s-a executat cu treilere, iar depozitarea trebuie făcută pe căile de rulare care se aşează peste planşeul de peste subsol sau pe platforme amenajate.

8. PROBE TEHNOLOGICE

Probele tehnologice pe şantier s-au efectuat chiar pe planşeul de peste subsol.

Această lucrare este de mare importanţă întrucît ea reprezintă de fapt recepţia utilajului.

Fig. 21. a) poziţie cofrat; b) poziţie decofrat
1 — cărucior; 2 — manivelă



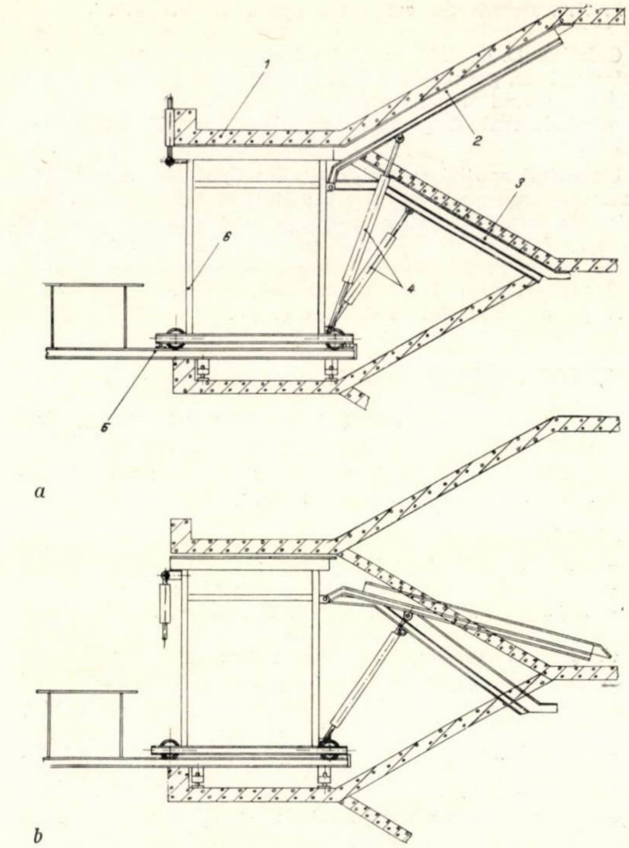


Fig. 22. Cofraj spațial scară

a) poziție cofrat; 1 – cofraj podest; 2 – cofraj rampă ascendentă; 3 – cofraj rampă descendentă; 4 – contrafișe reglabile; 5 – cale de rulare; 6 – cărucior; b) poziție decofrat

9. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE

Procedeul presupune realizarea ciclică a operațiunilor următoare:

- trasare + montaj căi de rulare (fig. 23 și 24);
- montarea armăturilor în pereți;
- montarea cofrajelor spațiale (fig. 25, 26);
- montarea instalației înglobate în beton;
- montarea dispozitivelor pentru goluri;
- turnarea betonului în pereți;
- armarea planșeului;
- turnarea betonului în planșeu;
- accelerarea întăririi betonului;
- scoaterea buloanelor și a dispozitivelor pentru goluri;
- decofrare + transport;

Fig. 23. Trasarea cu teodolitul

Fig. 24. Calarea căilor de rulare

- udarea betonului și acoperirea cu prelate;
- rectificarea suprafețelor;
- operațiuni de întreținere.

9.1. Turnarea betonului

Se utilizează beton B 200 cu dozaj special, folosind următoarele materiale:

Ciment cu contracții mici, priză normală, rezistență inițială mare, coeficient de dilatație redusă și comportare bună la încălzire (P. 400 – P_z 400).

Agregatele vor avea granulele maxime de 15 mm. La stația de betoane agregatele trebuie sortate pe 2 sorturi, astfel:

– nisip	0–7 mm
– pietriș	7–15 mm.

S-a folosit următorul dozaj:

ciment P 400 sau P_z 400	320–350 kg/m^3
nisip 0–7 mm	550 l/m^3
pietriș 7–15 mm	550 l/m^3
apă $a/c = 0,65$	210–230 l/m^3
răspîndire	42–45 cm
tasare	2–4 cm.

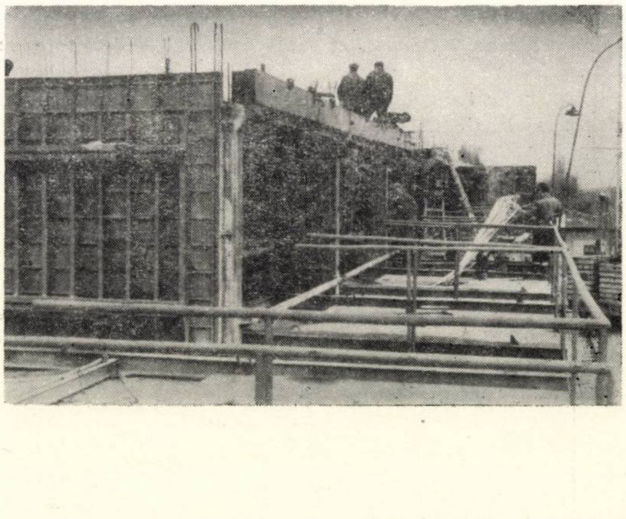
9.2. Accelerarea întăririi betonului

Întărirea betonului este accelerată prin încălzirea cu abur viu sub cortul metalic acoperit cu prelate textile duble etanșe, care se montează peste planșeul proaspăt turnat sau prin termocofraje.

Aburul furnizat de centrala termică este distribuit sub cort prin minimum patru conducte cu difuzoare de protecția plăcii montate pe capre metalice.

Protejarea betonului se face cu prelate, atît în timpul încălzirii prin îmbrăcarea cadrelor și a panourilor marginale cu prelate textile, cît și după decofrare pentru a se elimina răcirea bruscă.

Fig. 25. Montarea cofrajelor spațiale



Aburirea s-a dovedit superioară încălzirii prin termocofraj şi constituie metoda de bază din următoarele motive :

1 — Elimină fisurile ce apar la încălzirea prin termocofraj.
2 — Reduce coeficientul de dilataţie a betonului.
3 — Asigură o întărire în mediu umed.
4 — Este mai economică cu circa 600 lei/tronson (manoperă).

Programul de tratament termic se modifică în funcţie de probele de laborator, care determină viteza de decofrare, şi de condiţiile de temperatură exterioare.

Iarna, cînd temperatura aerului exterior coboară sub +5°C, se asigură o închidere cît mai etanşă a tronsonului de lucru, cu prelate.

În zilele foarte friguroase se introduce abur şi în panourile de termocofraj dar numai pentru a realiza o temperatură de max. + 30°C în betonul din pereţi, o temperatură corespunzătoare dobîndirii a 0,25 R 28 din rezistenţa în perioada ciclului (conform normativului de lucru pe timp friguros).

10. ORGANIZAREA ŞANTIERULUI

Şantierul trebuie dotat şi organizat cu instalaţii, utilaje şi personal corespunzător procedeului de execuţie cu cofrajul spaţial, în funcţie de viteza de execuţie (fig. 27).

11. ORGANIZAREA FORŢELOR DE PRODUCŢIE

Procedeul de execuţie necesită realizarea unui ritm de lucru general pe şantier care să asigure refolosirea cofrajelor la 2—3 zile.

Această cadenţă se poate realiza printr-o planificare minuţioasă a lucrărilor, prevenind din timp eventualele întreruperi.

Avînd în vedere numărul operaţiunilor zilnice care se vor repeta, s-a adoptat în prima fază metoda de planificare operativă directă pe şantier pe baza drumului critic.

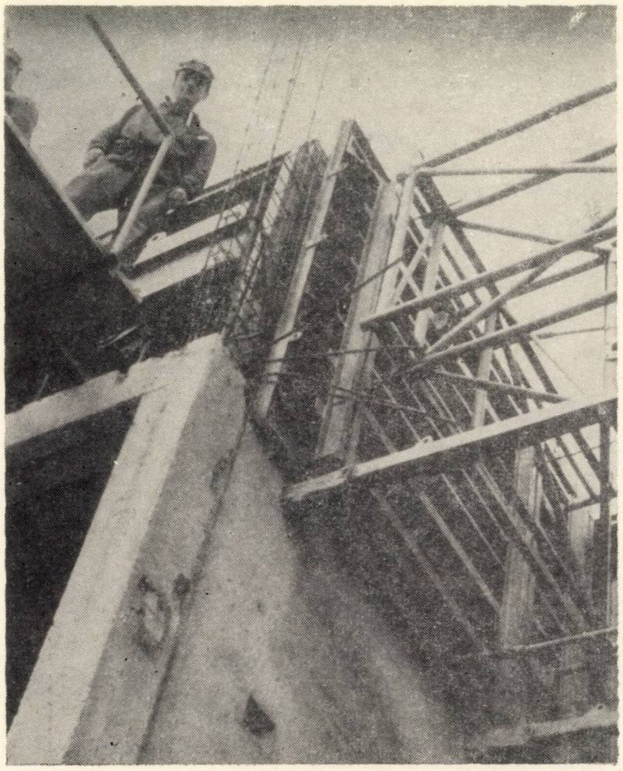
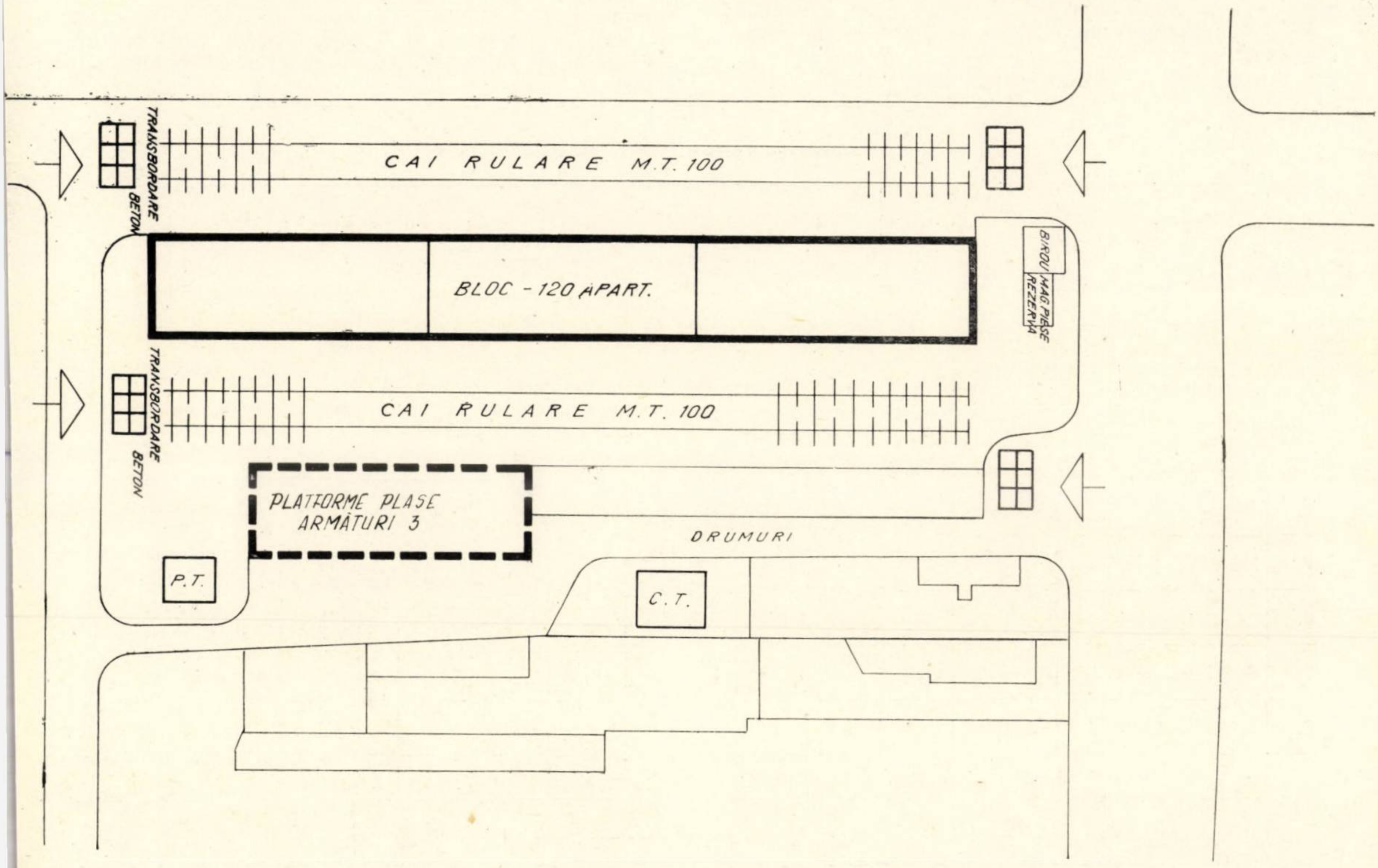


Fig. 26. Cofraj gol scară

Fig. 27. Plan organizare şantier



În prima perioadă de aplicare, cînd setul de cofraje mai are nevoie de şase căi de rulare de rezervă şi cofrajul trebuie să sufere mici rectificări, s-a realizat viteza de un apartament pe zi în condiţii de iarnă şi se pot realiza două apartamente/zi, vara.

În figura 28 este indicat graficul de execuţie.

12. LUCRUL PE TIMP FRIGUROS

Şantierul de la blocul 10 a trecut cu succes perioadele de iarnă grea 1966—1967.

Instalaţia de abur a funcţionat bine fiind utilizată pentru următoarele lucrări :

— topirea gheţei cu abur viu — jet concentrat ;
— crearea unor zone de lucru încălzite cu abur viu ;
— încălzirea termocofrajelor ;
— aburirea.

De menţionat este faptul că s-a realizat lucrul continuu prin acest procedeu la temperaturi variind între —10°C şi —17°C cu ritmul de un apartament/zi. În figurile 29 şi 30 sînt prezentate cîteva aspecte de pe şantier.

13. EFICIENŢA ECONOMICĂ

Pe baza realizărilor din ultimii ani se poate afirma că procedeul cofraj spaţial prezintă următoarele avantaje :

a) Realizarea unor construcţii monolite de calitate superioară prin turnarea betonului în tipare metalice rigide (toleranţă 2 mm), eliminîndu-se dezaxările, excentricităţile, secţiunile reduse etc.

b) Creşterea productivităţii muncii prin mecanizarea lucrărilor de beton armat.

c) Eliminarea tencuielilor şi a betoanelor de egalizare.

d) Reducerea totală a consumului de cherestea.

e) Creşterea vitezei de execuţie la două apartamente/zi şi asigurarea continuităţii de lucru iarna.

f) Reducerea consumului de oţel-beton cu circa 10%.

g) Reducerea preţului de deviz cu 10—15 lei/m^2 cofrat adică 2—3 000 lei/apartament.

Procedeul prezintă şi unele dezavantaje specifice industrializării cum ar fi :

a — necesitatea modulării construcţiilor de serie mică ;

b — necesitatea unei organizări superioare a procesului de producţie ;

c — asigurarea unui control calitativ permanent al producţiei.

Aceste dezavantaje desigur sînt mai mici în cazul procedeului cofraj spaţial faţă de procedeele care se bazează pe folosirea prefabricatelor, întrucît tratarea planului şi a faţadelor precum şi controlul producţiei se încadrează în nivelul lucrărilor obişnuite.

În privinţa eficienţei economice pe baza rezultatelor obţinute se pot evidenţia următorii indicatori :

I. Economii la preţ de deviz:

1. Preţ deviz pe m^2 perete sau planşeu finisat executat cu cofraje tego	31 lei/m^2
2. Preţ deviz pe m^2 perete finisat executat în cofraje spaţiale	15,06
Economii	15,94 lei/m^2

Rezultă o economie de 2 000 ÷ 3 000 lei/apartament real şi de 3 100 lei/m^2 convenţional.

II. Productivitatea muncii

La executarea locuinţelor prin metoda cofrajelor tego se consumă circa 2 300 ore/apartament, iar la cele executate cu cofraje spaţiale s-a ajuns la un consum de 1 650 ore/apartament.

Un set de cofraje spaţiale pentru patru apartamente la un ritm de un tronson la două zile poate realiza 12 tronsoane pe lună cu o echipă de circa 65 muncitori.

Producţia lunară este de 12 × 68 000 lei = 810 000 lei/lună, adică circa 12 300 lei, om lună — faţă de numai 4 500 lei/lună realizaţi la metodele obişnuite, adică o creştere a productivităţii muncii de 250%.

În perioadele de probe tehnologice, rodaj şi experimentări efectuate cînd a intervenit şi timpul friguros, s-au realizat şase tronsoane pe lună adică circa 8 000 lei/om lună productivitate.

Fig. 28. Grafic de execuţie bloc 9 Armata Poporului. Cofraje spaţiale I.P.B.

Nr.	Denumirea	U.M.	Cantit.	NT.	Durata	Coef. îndepl. normei	Nr. oameni				Ziua 1			Ziua 2			Observaţii
							I	II	III	T	Schimbul			Schimbul			
											1	2	3	1	2	3	
1.	Decofrare+cofrare	Tronson	1	550	12	1,20	28	—	—	28	28 ■			28 ■			
2.	Armare planşeu	t	2,5	0,07	16	1,25	8	—	—	8	8 ■			8 ■			
3.	Turnare beton	m^3	83	1,66	8	1,25	—	13	—	13					13 ■		
4.	Întărire	Tronson	1	24	16	1	—	2	1	3		2 ■			2 ■	1 ■	
5.	Decofrare+mont. căi	Tronson	1	—	4	1,20						13 ■	2 ■	28 ■			·transport cu betonişti
6.	Armare pereţi	t	3,2	0,07	16	1,25	11	—	—	11	11 ■			11 ■			·reglaj — echipa de montori
7.	Scos buloane	Tronson	1	—	8	1	—	—	2	2						2 ■	
8.	Rectificări	Tronson	1	—	16	2	2	—	—	2	2 ■			2 ■			
	Total pe schimb										49	15	2	49	15	3	
	Total pe zi										66			67			

În a doua jumătate a lunii ianuarie, lucrîndu-se în condiții foarte grele cu temperaturi de —10°C pînă la —17°C, s-au turnat trei tronsoane cu un efectiv de 41 muncitori, ceea ce constituie o performanță deosebită, productivitatea fiind de circa 10 000 lei/lună om. Aceste rezultate corespund stadiului actual și pot fi îmbunătățite prin perfecționarea cofrajului și o mai bună organizare a muncii.

III. Economii de materiale

Eficiența procedeului în privința reducerii consumului de materiale este următoarea :

Prin utilizarea unei linii tehnologice de cofraje spațiale se pot obține următoarele economii anuale :

— cherestea	300 m^3/an.
— oțel-beton	50 tone/an.

Economia de oțel-beton se realizează în special la planșee prin îngroșarea plăcii la 14 cm și folosirea plaselor și a carcaselor de mari dimensiuni (15—100 m^2).

Indicii de oțel-beton obținuți pînă în prezent la structurile proiectate după metoda cofrajelor spațiale sînt următorii :

Cămine Regie II	p + 4
— suprastructură	13 kg/m^2
— panouri fațadă	0,4 kg/m^2
Total	13,4 kg/m^2

Blocuri OD cu p + 10 etaje — locuințe

— suprastructură	15,3 kg/m^2
— infrastructură + suprastructură	18,6 kg/m^2.

La locuințe acest indice transformat în noul sistem de referire la m^2 locuibil devine 41 kg/m^2 locuibil, ceea ce reprezintă o încadrare cu mari economii față de indicele plafon de 52 kg/m^2 locuibil.

Pe lîngă aceste economii se realizează reducerea consumului de materiale (var, ciment, nisip etc.) prin eliminarea tencuielilor, betoanelor de egalizare etc.

IV. Reducerea volumului de investiții

Un set de cofraj spațial pentru un tronson de patru apartamente reprezintă de fapt o linie tehnologică mobilă mecanizată care lucrează în aer liber, avînd o producție anuală de 400 apartamente reale adică 470 apartamente convenționale.

Pentru punerea în funcțiune a unei astfel de linii tehnologice au fost necesare circa 2 200 000 lei prețuri de prototip și probabil circa 1 700 000 lei la prețuri curente, cu o durată de confecționare de patru luni.

Efortul de investiții pentru o linie de panouri mari cu capacitate de 400 apartamente/an este de circa 10 000 000 lei și o durată de execuție de 2—3 ani.

Rezultă o economie de circa 8 000 000 lei investiții și o curtare a duratei de punere în funcțiune de 6 ori.

Durata de amortizare la o fabrică de panouri mari este de minimum patru ani.

Amortizarea cofrajului spațial se realizează în doi ani avînd în vedere economiile de circa 3 000 lei/apartamnt, deși el poate fi folosit circa 4—5 ani în bune condiții de exploatare.

În concluzie rezultă o eficiență superioară față de procedeele folosite pînă în prezent.

Faptul că s-a aplicat direct în producție, în condițiile încadrării în prețul ferm contractat fără solicitarea de fonduri suplimentare, demonstrează eficiența procedeului.

14. CONTRIBUȚII PRIVIND ELIMINAREA FISURILOR

Pe baza experienței acumulate la executarea construcțiilor rigide prin diverse procedee de execuție, a fost necesară elaborarea unui nou procedeu pentru eliminarea fisurilor la construcțiile cu diafragme din beton armat monolit turnat în cofraje metalice.

În anul 1966 s-au executat trei clădiri etajate cu structuri pe diafragme prin metoda cofrajelor spațiale metalice încălzitoare.

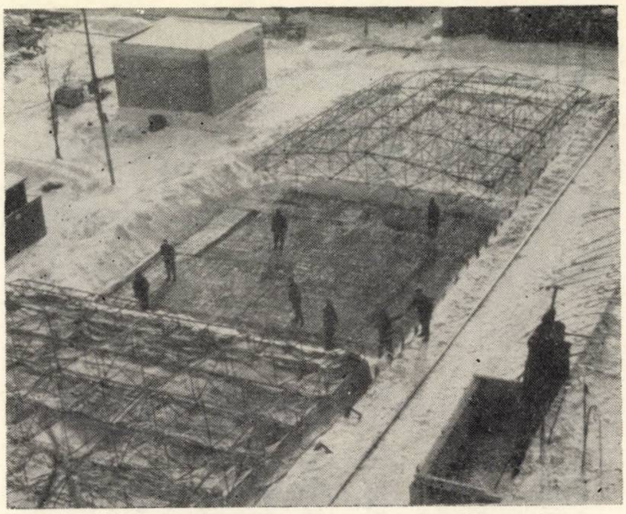


Fig. 29. Deszăpezirea platformei de armături

La aceste clădiri au apărut fisuri în pereții din beton armat monolit avînd deschideri de 0,2—0,8 mm, ceea ce depășește limita admisibilă de 0,3 mm (fig. 31).

Întrucît condiția esențială a eficienței cofrajelor metalice este asigurarea unei viteze de decofrare de minimum 2—3 zile și folosirea cimentului RIM sau a adaosurilor chimice trebuie evitate, deoarece acestea provoacă contracții mari, accelerarea întăririi betonului prin încălzire rămîne metoda de bază, mai ales că asigură și lucrul pe timp friguros.

În vederea eliminării acestor deficiențe a fost elaborat un nou procedeu de accelerare a întăririi betonului care prezintă următoarele avantaje în urma aplicării practice pe șantier :

1 — elimină fisurile din pereți ;

2 — reduce cheltuielile de accelerare a întăririi betonului cu circa 50% ;

3 — mărește productivitatea muncii prin eliminarea unor operații de montaj și demontaj.

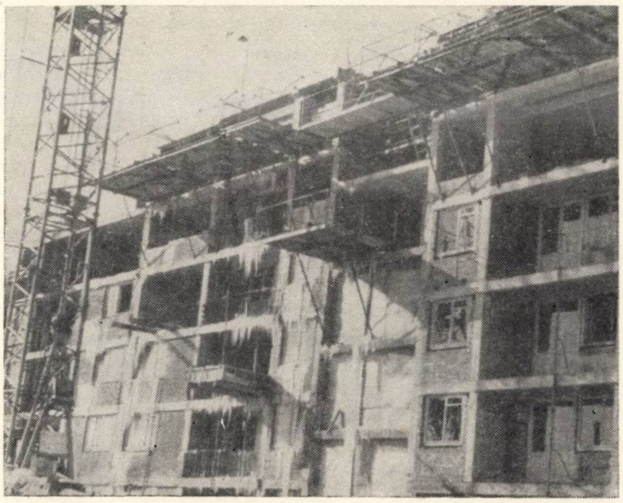
Acest procedeu s-a experimentat la blocul 10 șantier Armata Poporului și se aplică pe acest șantier realizîndu-se eliminarea fisurilor.

BAZELE PROCEDEULUI

Analizînd executarea structurilor rigide cu diafragme prin diverse procedee se constată următoarele :

1 — La clădirile executate cu cofraje obișnuite nu au apărut astfel de fisuri.

Fig. 30. Blocul 10 în iarna 1966—1967



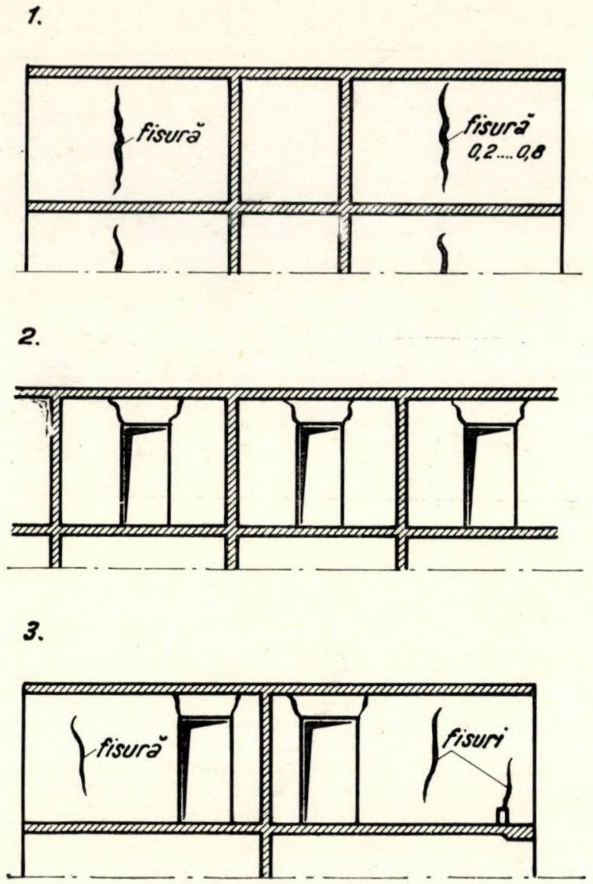

1.
fisură
fisură
0,2....0,8
2.
3.
fisură
fisuri

Fig. 31. Tipuri de fisuri apărute în pereţi
1 – pereţi transversali, cămine p+4; 2 – pereţi longitudinali, cămine p+4; 3 – pereţi transversali

2 – La canalul A_3 executat în anul 1964 cu cofraj metalic tunel fără încălzire, nu au apărut fisuri.

3 – La experimentarea şi omologarea cofrajului spaţial I.P.B. la Căminul C_3 Regie I fără încălzire, în anul 1965, de asemenea, nu au apărut fisuri.

4 – La clădirile executate cu termocofraje în anul 1966 au apărut fisuri în mod sistematic. Pe acelaşi şantier la clădirile identice executate în cofraje tego nu au apărut fisuri.

Se poate trage concluzia că ceea ce a apărut nou la clădirile fisurate faţă de celelalte este încălzirea prin termocofraj, întrucît mărirea dozajelor de ciment, a factorului apă-ciment şi întărirea în timpul verii, care s-au folosit la experimentarea cofrajului metalic spaţial în anul 1965, nu au provocat fisurarea.

S-au propus două soluţii : eliminarea termocofrajelor sau armarea suplimentară, dar acestea sînt neeconomice.

Este cunoscut că deformaţia betonului se datoreşte variaţiei de temperatură şi pierderii apei şi că fisurarea este consecinţa împiedicării acestor deformaţii. Dacă diafragmele executate după această metodă ar avea reazeme mobile fără frecare, nu ar apărea fisuri. Cum aceste rezemări nu se pot realiza practic, am căutat să se realizeze *o rezemare similară prin folosirea proprietăţii betonului în stadiul de început al întăririi* (vechime de 1–4 zile cu $R_b = 10-20$ kg/cm² şi $E_B = 20-30\ 000$ kg/cm²) care *are capacitatea de a realiza importante deformaţii fără a fisura.* Acest beton din diafragmele verticale poate îndeplini următoarele funcţiuni :

1 – Transmiterea sarcinilor gravitaţionale la nivel inferior.

2 – Scurtarea planşeului datorită răcirii şi uscării.

3 – Reglarea vitezei şi a mărimii deformaţiilor asigurînd relaxarea betonului.

În aceste condiţii accelerarea întăririi prin încălzire este necesară numai pentru betonul din planşee, folosind metoda aburirii sau termocofrajul cu renunţarea la încălzirea betonului în pereţi.

În timpul răcirii, planşeul se scurtează introducînd eforturi de compresiune în diafragme care sînt avantajoase întrucît vor compensa eventualele întinderi provenite din contracţie (fig. 32).

Acest fenomen este extrem de important întrucît dintr-o situaţie dezavantajoasă, în care efectele variaţiei de temperatură şi contracţie se cumulau cu efecte negative (fisurarea), potrivit noului procedeu acestea se anulează reciproc. Astfel se explică şi faptul că în pereţii astfel executaţi la blocul 10 nu au apărut fisuri nici după circa cinci luni de la decofrare, în timp ce la clădirile executate după vechiul sistem fisurile au apărut imediat după decofrare sau chiar în timpul decofrării.

DESCRIEREA PROCEDEULUI

Procedeul trebuie să realizeze în beton rezistenţele corespunzătoare procesului de întărire, astfel :

a. Betonul din planşee trebuie să dobîndească rezistenţa necesară decofrării (0,5–0,7 R_{28}).

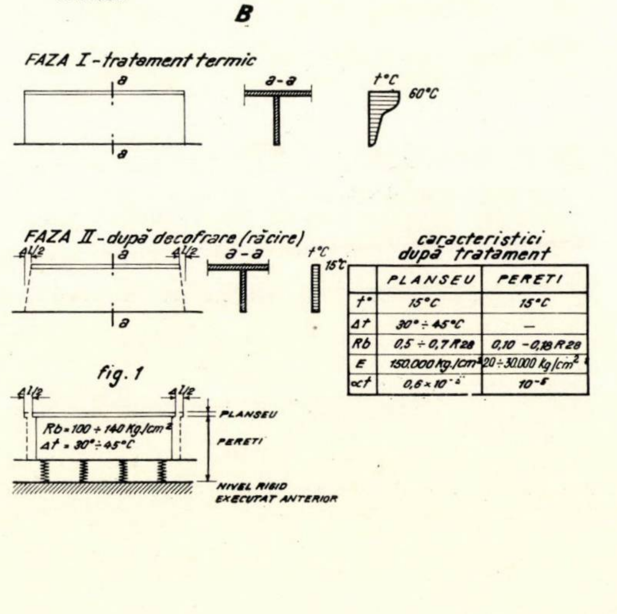
b. Betonul din elementele verticale trebuie să dobîndească rezistenţele de decofrare şi capacitatea realizării unei reglări a vitezei şi mărimii deformaţiilor provocate de răcirea şi uscarea planşeului, astfel încît să nu apară fisuri. Foarte importantă este reglarea vitezei de răcire care trebuie să fie de 8–10°C/oră.

a. Pentru accelerarea întăririi betonului din planşee, procedeul recomandă trei metode în funcţie de caracteristicile constructive ale cofrajului metalic :

1. Încălzirea planşeului la partea superioară prin introducerea aburului viu sub un cort metalic învelit cu prelate.
2. Încălzirea prin termocofraj cu abur sau apă caldă.
3. Încălzirea combinată cu abur viu la partea superioară şi cu termocofraj la partea inferioară.

Cea mai indicată este aburirea, care asigură întărirea în mediu umed reducînd astfel coeficientul de dilatare termică, şi metoda combinată care permite decofrarea la 8 ore creînd premisele realizării ciclului de patru apartamente/24 ore.

Fig. 32. A. Procedeu existent; B. Procedeu nou propus


A
FAZA I - tratament termic cu încălzirea planşeului şi a pereţilor
a
a-a
t°C
60°C
a
FAZA II - după decofrare (răcire)
a
a-a
t°C
15°C
caracteristici după tratament
Δt = 30°÷45°C
Rb = 0,5÷0,7 R28
E = 150.000 Kg/cm²
αt = 10⁻⁵
a
C = compresiuni
T = tensiuni
T
T
C
C
B
FAZA I - tratament termic
a
a-a
t°C
60°C
a
FAZA II - după decofrare (răcire)
Δl/2
a
Δl/2
a-a
t°C
15°C
a
caracteristici după tratament
fig. 1
Δl/2
Δl/2
PLANSEU
Rb = 100 ÷ 140 Kg/cm²
Δt = 30°÷45°C
PERETI
NIVEL RIGID EXECUTAT ANTERIOR

	PLANSEU	PERETI
t°	15°C	15°C
Δt	30° ÷ 45°C	—
Rb	0,5 ÷ 0,7 R28	0,10 – 0,18 R28
E	150.000 Kg./cm²	20 ÷ 30.000 Kg/cm²
αt	0,6 × 10⁻⁵	10⁻⁵

b. Realizarea caracteristicilor necesare betonului din pereţi se obţine prin suprimarea încălzirii lui prin termocofraj, urmînd procesul natural de întărire controlat la o temperatură mai mare de +10°C.

În anotimpul friguros este necesar să se ia următoarele măsuri suplimentare :

— desgheţarea, preîncălzirea şi izolarea cofrajelor;

— turnarea betonului încălzit la circa +15°...25°C;

— încălzirea betonului la partea inferioară unde reazemă pe planşeul rece cu termocofraj pe circa 20—25 cm înălţime;

— închiderea laterală cu prelate a nivelului peste care se toarnă betonul;

— asigurarea unei temperaturi interioare în camere de 15°...+20°C;

— întreruperea încălzirii prin termocofraj a betonului din pereţi astfel încît să nu se realizeze în beton temperaturi mai mari de 20°...30°C.

Procedeul este aplicabil atît la cofrajele metalice executate cît şi la noile cofraje ce se vor executa.

Pe lîngă aceste metode de bază, noul procedeu recomandă următoarele măsuri :

— folosirea cimenturilor cu deformaţii reduse (Portland);

— reducerea dozajului de ciment la 320 kg/m^3 faţă de 350 kg/m^3;

— betonarea pereţilor în faza I şi a planşeului după tasarea pereţilor;

— reducerea factorului apă-ciment şi folosirea vibrării;

— menţinerea umidităţii betonului după decofrare prin acoperirea cu prelate a planşeului şi a faţadelor şi pentru a prelungi timpul de răcire şi a împiedica vaporizarea rapidă.

15. PERSPECTIVE

Rezultatele obţinute pînă în prezent demonstrează că industrializarea executării construcţiilor din beton armat monolit, prin metoda cofrajelor spaţiale, îşi găseşte un larg domeniu de aplicare la realizarea clădirilor etajate, în paralel cu procedeele existente bazate pe folosirea prefabricatelor sau a cofrajelor glisante.

În oraşul Bucureşti se extinde procedeul cofrajelor urmînd a fi aplicat în diverse noi variante cum ar fi :

— cofraje spaţiale I.P.B. tip I şi II—1964
(2 cofraje într-o cameră);

— cofraje spaţiale D. G. C. M. tip 1966
(4 cofraje într-o cameră);

— cofraje plane I. P. B. tip 1967
(panouri mari de cofraj pentru pereţi şi planşeu prefabricat);

— cofraje spaţiale I. P. B. III—1967
(un cofraj într-o cameră).

În vederea creşterii productivităţii muncii s-a prevăzut şi utilizarea elementelor prefabricate pentru elemente nestructurale (panouri de faţadă purtate, pereţi despărţitori, elemente de instalaţii etc.).

Notă :

Procedeul şi agregatul cofraj spaţial tip I. P. B. constituie obiectul invenţiei româneşti nr. 51470, autori ing. M. Năvodaru şi ing. I. Filimon. Rezultatele obţinute se datoresc acţiunii SPOB de introducere a tehnicii moderne şi a colaborării rodnice dintre beneficiar, proiectant şi constructorii de la ICMRUC, ICM 5, ICM 3, şi IIMI — care în cadrul SPOB au realizat cu succes primele lucrări din ţara noastră.

Unele probleme legate de posibilităţile de simplificare a calculului reţelelor de grinzi pentru tabliere de poduri fără antretoaze în cîmp

Ing. N. Ţopa
I. P. B.

În cadrul sesiunii ştiinţifice a Institutului „Proiect Bucureşti" din anul 1965, am prezentat un referat privind preocupările actuale ale folosirii în proiectare şi execuţie a tablierelor de poduri realizate din grinzi prefabricate fără antretoaze în cîmp.

Cu această ocazie s-a arătat că un calcul complet presupune introducerea în sistemul de ecuaţii a tuturor legăturilor (atît legăturile între plăci, cît şi legăturile realizate de antretoazele de pe reazem — fig. 1). Acest lucru măreşte însă sensibil volumul de calcul. Este adevărat că folosirea calculatoarelor electronice reduce în parte acest dezavantaj, totuşi volumul de calcul rămîne destul de mare cu atît mai mult cu cît nu întotdeauna este posibil sau merită să se folosească calculatoarele electronice.

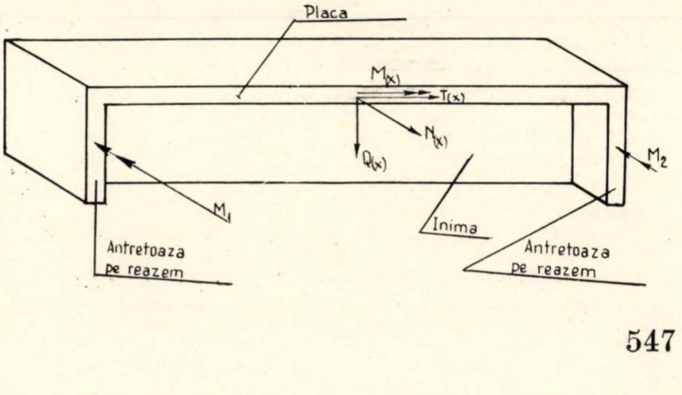
Ca urmare a acestor considerente se propunea, în cadrul referatului pomenit, să se iniţieze un studiu, în care să se cerceteze ponderea diverselor legături. Scopul acestui studiu era cercetarea posibilităţilor de simplificare a calculului.

Continuarea studiului care să urmărească scopul de mai sus a putut fi făcută cu ocazia întocmirii proiectului de execuţie a podului peste Ciorogîrla la Ciutaci. Soluţia avizată pentru acest pod a fost un tablier realizat din grinzi prefabricate, solidarizate prin monolitizarea plăcii. Deschiderea grinzilor 12 m. Distanţa între axele grinzilor 1,00 m. Lăţimea părţii carosabile 4,70 m, iar a trotuarelor 1,10 m.

În afara monolitizării prin placă s-a prevăzut şi monolitizarea pe reazem sub forma unei antretoaze turnate pe loc, suficient de rigidă la torsiune.

Armarea grinzilor este realizată cu oţel-beton PC 52, marca betonului fiind B 300. Elementele descrise sînt arătate în figura 2.

Fig. 1



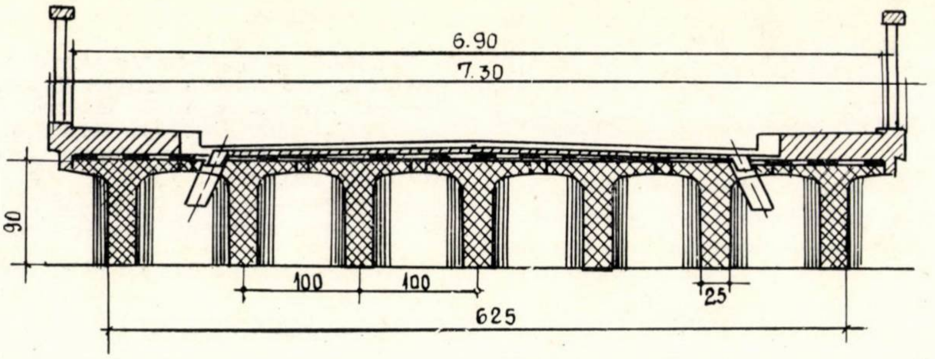


Fig. 2

Caracteristicile lucrării descrise mai sus au prilejuit continuarea studiului întreprins și prezentat cu ocazia celeilalte sesiuni.

În cadrul proiectului s-au întocmit calculele preliminare (matricea coeficienților sistemelor de ecuații) cu ajutorul unei mașini electrice. Expresiile de calcul al coeficienților matricei (aceasta fiind simetrică în raport cu diagonala principală) au fost stabilite cu ocazia altei lucrări [2].

Calculele acestor coeficienți s-au făcut cu un număr de zecimale reprezentînd maximul capacității mașinii (9 zecimale).

S-a mers la exprimarea aceasta riguroasă, deoarece este vorba de un calcul model urmărind să conducă la evidențierea deosebirilor între diversele ipoteze de calcul cît mai exact posibil.

S-au întocmit șapte sisteme de ecuații după cum urmează :

Sistemul A

Se va ține seama de legătura completă realizată prin placă și antretoaza de capăt, rezultînd, deci, în fiecare interval dintre două grinzi, patru necunoscute funcționale (funcția moment încovoietor, funcția forță axială, funcția forță tăietoare, funcția forță tangențială, paralelă cu grinzile) și două necunoscute punctuale (momentele de torsiune din antretoazele de capăt).

Pentru întreg tablierul rezultă un număr de 6 × 6 = 36 necunoscute. Necunoscutele funcționale sînt dezvoltate în serie, reținîndu-se pentru calcul numai primul termen al seriei.

Sistemul B

Față de sistemul precedent se renunță la necunoscutele reprezentînd aportul antretoazei de capăt. Necunoscutele se reduc la 6 × 4 = 24. De asemenea se ia în calcul numai primul termen al seriei. Prin comparație cu sistemul A se va pune în evidență aportul antretoazei de pe reazem.

Sistemul C

Acest sistem este identic cu sistemul B, calculîndu-se însă necunoscutele pentru cel de al doilea termen al seriei. Încărcările fiind considerate simetrice în raport cu jumătatea deschiderii, seriile nu vor conține decît termenii de rang impar, deoarece necunoscutele sînt dezvoltate în serie de sinuși.

Prin comparație cu sistemul B se va putea aprecia în ce măsură calculul cu un singur termen al seriei satisface necesitățile practice de proiectare. Sistemul are 24 de necunoscute.

Sistemul D

Acest sistem derivă din sistemul B, reținînd însă numai necunoscutele referitoare la trei legături. Necunoscutele rămase sînt deci cele de la sistemul B, în afara momentului încovoietor.

Prin comparație cu sistemul B se va putea aprecia aportul momentului în conlucrarea dintre grinzi. Sistemul comportă 3 × 6 = 18 necunoscute.

Sistemul E

Acest sistem este alcătuit în mod analog cu sistemul D (avînd deci tot trei legături la fiecare rost), însă necunoscuta omisă în raport cu sistemul B este, de data aceasta, cea corespunzătoare lunecării în lung — forța tangențială. Prin aceasta se va putea aprecia (în comparație cu B) aportul acestei forțe în ansamblul conlucrării.

Numărul total al necunoscutelor 3 × 6 = 18 necunoscute.

Sistemul F

Se rețin numai două necunoscute în fiecare rost și anume forța axială și forța tăietoare.

Sistemul are 2 × 6 = 12 necunoscute.

Sistemul G

În acest ultim sistem se consideră o singură necunoscută în rost și anume forța tăietoare.

În acest sistem avem numai 6 necunoscute.

În toate cazurile descrise mai sus încărcarea exterioară (care poate proveni în cazul în speță dintr-un convoi de autocamioane sau dintr-un vehicul pe șenile) s-a înlocuit, după criterii de echivalență pe care le vom descrie în partea a doua a acestui articol, printr-o sarcină uniform distribuită care la rîndul ei a fost dezvoltată în serie, reținîndu-se în general primul termen al seriei (cu excepția sistemului C unde s-a reținut al doilea). Deci forța exterioară a suferit o dublă transformare :

— o echivalare cu o forță uniform distribuită ;

— o transformare a acesteia în serie.

Această dublă transformare a fost necesară deoarece altfel, pentru orice grupare posibilă de forțe (grupări care practic pot fi în număr nelimitat), ar fi trebuit să găsim o dezvoltare specifică în serie, ceea ce ar fi îngreunat foarte mult calculul.

Sîntem conduși deci la a cerceta acțiunea unei forțe uniform distribuite în lungul grinzii asupra unei rețele de grinzi. Dacă în loc de intensitatea reală a sarcinii distribuite se lucrează cu o intensitate etalon de q = 1 t/m și se presupune că aceste forțe distribuite au o poziție variabilă în sens transversal, se ajunge la noțiunea de linie de influență a unui efort dintr-o grindă atunci cînd sarcina este variabilă în sens transversal. Teoretic vom putea avea linii de influență pentru efortul respectiv în orice secțiune.

Întrucît însă — urmare a dezvoltării în serie a necunoscutelor și încărcării — rezultă pentru orice efort dintr-o grindă oarecare o variație în lungul grinzii, sub forma unei funcții determinate de un singur parametru (amplitudinea sa), este suficient să trasăm aceste linii de influență pentru eforturile maxime.

Pentru trasarea liniilor de influență a fost necesară rezolvarea celor șapte sisteme de ecuații în cîte patru situații diferite (corespunzătoare încărcărilor a jumătate plus una din numărul grinzilor în sens transversal, restul fiind completat prin simetrie). Numărul total de sisteme de ecuații a fost deci de 4 × 7 = 28 sisteme avînd între 36 și 6 necunoscute, comportînd însă numai șapte matrice distincte. Acest lucru a condus, evident, la necesitatea folosirii calculatorului electronic.

Rezolvarea acestor sisteme de ecuații ne-a furnizat în mod direct liniile de influență ale necunoscutelor de calcul.

Încărcînd apoi o grindă cu forțele de legătură (necunoscutele de calcul) am obținut în final liniile de influență ale eforturilor din grinzi.

Din aceste eforturi am reținut pentru discuție 3 : momentul încovoietor avînd vectorul orizontal, forța tăietoare verticală și momentul de torsiune. Restul eforturilor din secțiunea grinzii și anume forța axială, momentul încovoietor cu vectorul vertical și forța tăietoare orizontală nu sînt caracteristice pentru o bară lucrînd în rețea, ci reprezintă numai efecte secundare.

Liniile de influență au fost determinate pentru grinda a doua de la margine. Alegerea acestei grinzi s-a făcut pe baza unui calcul aproximativ preliminar, din care a rezultat că a doua grindă este cea mai solicitată.

Reprezentările liniilor de influență a celor trei eforturi din grinda a doua în toate cele șapte cazuri studiate sînt date în figurile 3, 4, 5.

Din examinarea acestor linii de influență rezultă o observație interesantă.

Această observație se referă la faptul că liniile de influență au o împrăștiere relativ mică în cazul momentului încovoietor și a forței tăietoare ; în schimb abaterile relative în cazul liniilor de influență a momentului de torsiune sînt mult mai mari.

Astfel, dacă vom considera ca valoare 100% linia de influență în sistemul A (cînd se ține seamă de toate legăturile), atunci abaterile liniilor de influență în celelalte cazuri în punctele de maxim sînt :

Linia momentului încovoietor

(În dreptul grinzii a doua — ordonata maximă)

— Sistemul A	100 %
— Sistemul B	112 %
— Sistemul C	7,25 %
— Sistemul D	118 %
— Sistemul E	107 %
— Sistemul F	121,5 %
— Sistemul G	121,5 %

În cazul sistemului C este arătată numai corecția pentru $n = 3$.

Abaterea maximă este deci de circa 20% în plus.

Abaterile procentuale înregistrate în dreptul altor grinzi pot atinge valori și mai mari, însă din cauza faptului că valorile absolute sînt mici nu interesează dimensionarea.

Linia forței tăietoare

(În dreptul grinzii a doua — ordonata maximă)

— Sistemul A	100 %
— Sistemul B	93,5 %
— Sistemul C	22,8 %
— Sistemul D	100 %
— Sistemul E	76 %
— Sistemul F	87 %
— Sistemul G	87 %

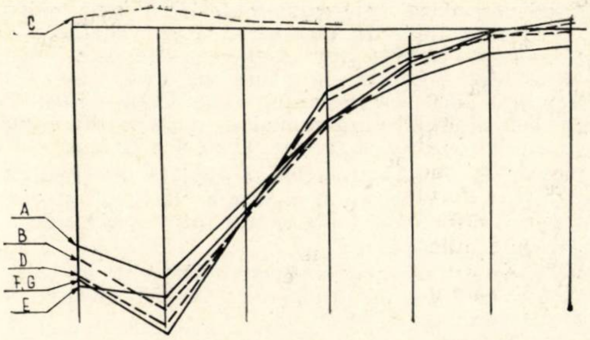


Fig. 3

În cazul sistemului C este arătată numai corecția pentru $n = 3$.

Abaterea procentuală maximă ajunge deci pînă la 24% în minus.

Linia momentului de torsiune

(În dreptul grinzii a treia)

— Sistemul A	100 %
— Sistemul B	163 %
— Sistemul C	7,8 %
— Sistemul D	285 %
— Sistemul E	160 %
— Sistemul F	342 %
— Sistemul G	343 %

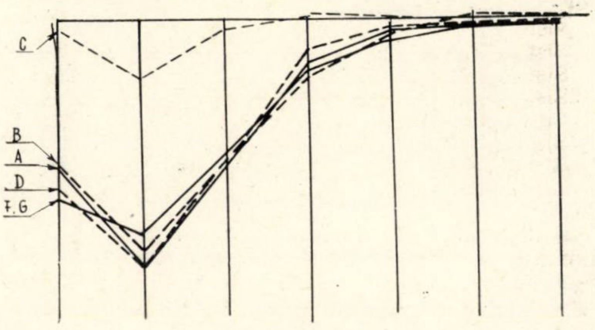


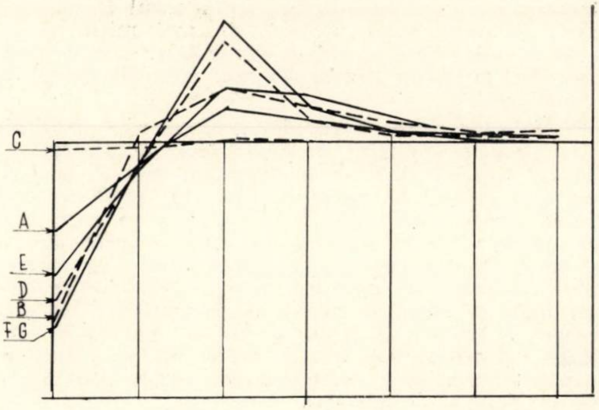
Fig. 4

În cazul sistemului C este redată numai corecția pentru $n = 3$.

Abaterea maximă este deci de circa 240%.

Trebuie să arătăm însă că analiza de mai sus nu va reflecta o situație efectivă practică și că diferențele reale de încărcări sînt sensibil mai mici.

Fig. 5



Într-adevăr, dacă încărcarea exterioară s-ar reduce la o singură linie de încărcare, atunci abaterile de mai sus s-ar resimți și în realitate. Convoaiele reale însă nu pot fi reduse la o linie de încărcare, ci la cel puțin două (reprezentînd cele două șiruri de roți). Din această cauză numai la o parte din încărcare se vor evidenția aceste abateri maxime.

Pentru a avea o imagine apropiată de realitate este necesar să facem comparația valorilor efective de calcul ale eforturilor obținute prin încărcarea liniilor de influență.

Încărcarea liniilor de influență (descrisă în partea a doua) conduce la următoarele valori efective de calcul (exprimate în procente).

Momentul încovoietor

— Sistemul A	100 %
— Sistemul B	106,5%
— Sistemul C	2,6%
— Sistemul D	106,2%
— Sistemul E	102,2%
— Sistemul F	106,0%
— Sistemul G	106 %

Forța tăietoare

— Sistemul A	100 %
— Sistemul B	99,5%
— Sistemul C	0,5%
— Sistemul D	98,3%
— Sistemul E	97,4%
— Sistemul F	98,1%
— Sistemul G	98,0%

Momentul de torsiune

— Sistemul A	100 %
— Sistemul B	142 %
— Sistemul C	5,4%
— Sistemul D	231 %
— Sistemul E	157 %
— Sistemul F	269 %
— Sistemul G	270 %

Se constată că diferențele procentuale nu mai sînt așa de mari ca în cazul comparării ordonatelor maxime.

Examinînd comparativ aceste valori putem extrage o serie de concluzii pentru proiectare. Aceste concluzii se vor referi în special la tabliere realizate din grinzi prefabricate așezate la distanțe relativ mici între ele.

1. Valorile momentelor încovoietoare și ale forțelor tăietoare nu sînt influențate în mod sensibil de considerarea în calcul a mai puține sau mai multe necunoscute.

Considerarea în calcul a unui număr redus de legături (și în ultimă instanță numai a forței tăietoare) poate să conducă la valori acoperitoare cu pînă la 6—7% în cazul momentului încovoietor și descoperitoare cu pînă la 2—3% în cazul forței tăietoare. În cazul unor proiecte de mai mică importanță se poate face un calcul simplificat, corectîndu-se apoi rezultatele în sensul de mai sus, în special la forța tăietoare.

2. Valorile momentelor de torsiune sînt puternic influențate de numărul necunoscutelor considerate în calcul. Deoarece grinzile prefabricate sînt în general cu pereți subțiri, rezistența lor la torsiune este destul de scăzută. Pentru a vedea deci care este solicitarea reală a grinzilor la torsiune este indicat în acest caz un calcul mai aprofundat. Din examinarea valorilor de mai sus rezultă că valorile cele mai mari se obțin la acele sisteme la care nu este prezent momentul încovoietor. De aci rezultă o concluzie de ordin practic : în calcul să se considere neapărat necunoscuta moment încovoietor dacă placa este capabilă să-l transmită.

În cazul grinzilor prefabricate este indicată prevederea unor îmbinări în placă, capabile să transmită momente încovoietoare.

Un sistem convenabil pentru calcul se arată a fi sistemul E (trei necunoscute în rost din care una este momentul încovoietor).

Din compararea rezultatelor sistemelor F și G rezultă însă că necunoscuta N nu aduce un aport esențial, astfel că de fapt se poate recurge la un calcul cu două necunoscute (M și Q), bineînțeles dacă se asigură construcției posibilitatea preluării acestor forțe în fiecare rost. În acest fel calculul s-a redus suficient de mult și se ține seamă totodată de legăturile esențiale : M și Q.

3. Contribuția termenului al doilea al dezvoltării în serie este în general mică. Calculul poate fi întocmit ținînd seamă numai de primul termen al seriei și efectuînd rezultatele de corecții indicate în literatură [1]. Calitativ se vede (judecînd după ordonata maximă) că sporul mai important trebuie dat la forța tăietoare.

4. Pentru grinzi cu deschideri mai importante și distanțe între grinzi mai mari este indicat un calcul exact, folosindu-se expresiile pentru întocmirea matricei coeficienților dați de exemplu în [2].

5. Este indicat ca pregătirea sistemelor de ecuații (calculul elementelor matricei) să se facă cît mai exact, cel puțin la o mașină de calcul manuală sau electrică.

★

Un al doilea aspect al studiului de față îl constituie sistematizarea încărcării liniilor de influență cu sarcinile provenite din convoaiele de calcul pentru poduri.

După cum am arătat și cu ocazia referatului precedent indicația dată în literatură [1] de a încărca aceste linii de influență cu echivalentul standardizat al convoaielor este nejustă. S-a arătat cu această ocazie că de fapt criteriul pentru determinarea unui echivalent este criteriul de deformație egală și nu de efort egal, existînd două comportări distincte pentru forțele care calcă direct pe grinda care se calculează și forțele care se aplică pe alte grinzi.

Din studiul efectuat în continuare s-a putut stabili o serie de expresii de calcul pentru echivalentul care trebuie introdus în liniile de influență.

În cele ce urmează redăm numai rezultatele.

1. Forțele care calcă pe grinda care se calculează

Se calculează în două etape.

Etapa a

Grinda izolată de celelalte este încărcată cu sarcinile efective sau cu echivalentul de efort egal, obținîndu-se un efort S.

Etapa b

Se calculează efectul de legătură, folosindu-se linia de influență însă cu echivalentul de deformație egală, obținîndu-se $\Delta' S$.

2. Forțele care calcă pe alte grinzi

Se calculează efortul respectiv în grinda care se calculează cu ajutorul liniei de influență și al echivalentului de deformație egală ($\Delta'' S$).

După cum se vede, etapa b de la 1° și forțele de la 2° se calculează după echivalentul de deformație egală, iar etapa a cu echivalent de efort egal.

Echivalenții de efort egal sînt standardizați și se găsesc în literatură (pentru cazul grinzilor simplu rezemate).

Echivalenții de deformație egală se pot deduce pentru două cazuri întîlnite în practică : o sarcină uniform distribuită pe lungime limitată și o forță concentrată.

Echivalentul de săgeată egală la mijloc

Pentru o forță concentrată la o distanță x de reazemul cel mai apropiat (fig. 6)

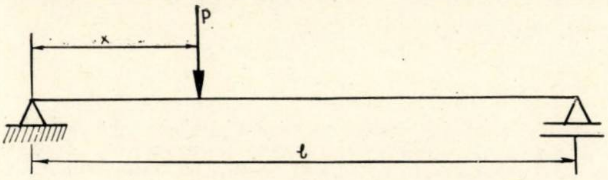


Fig. 6

$$q = \frac{384}{60}\,\frac{P}{l^2}\,x \cdot \left[0,75 - \left(\frac{x}{l}\right)^2\right].$$

Pentru mai multe forțe concentrate P_i la distanța x_i de reazemul cel mai apropiat.

Săgeata la mijloc :

$$f = \sum_i \frac{P_i\, l^2}{12\, E\, I}\, x_i \cdot \left[0,75 - \left(\frac{x_i}{l}\right)^2\right]$$

(menționăm că x_i nu reprezintă distanța față de același reazem, ci față de reazemul cel mai apropiat). Echivalentul este :

$$q = \frac{384}{5}\,\frac{E\,I}{l^4}\,f.$$

Pentru o sarcină distribuită p într-o poziție oarecare (fig. 7)

$$q = 6,4\,\frac{a\,(a + 2\,b)}{l^2}\left(0,375 - 0,25\,\frac{a^2 + 2\,ab + 2\,b^2}{l^2}\right)p$$

$$\text{pt. } a + b < \frac{l}{2}$$

$$q = 6,4\,\frac{a\,(a + 2\,c)}{l^2}\left(0,375 - 0,25\,\frac{a^2 + 2\,ac + 2\,c^2}{l^2}\right)p$$

$$\text{pt. } a + c < \frac{l}{2}$$

$$q = 6,4\left(\frac{2,5}{16} - 0,375\,\frac{b^2 + c^2}{l^2} + 0,25\,\frac{b^4 + c^4}{l^4}\right)p$$

$$\text{pt. } a + b > l/2 \text{ și } a + c > l/2.$$

Pentru poziția simetrică a sarcinii față de mijloc (necesară pentru calculul momentului încovoietor și de (torsiune)

$$q = 6,4\left[\frac{2,5}{16} - \frac{3}{16}\left(\frac{l - a}{l}\right)^2 + \frac{0,5}{16}\left(\frac{l - a}{l}\right)^4\right] \cdot p.$$

Pentru poziția marginală (necesară pentru calculul forței tăietoare)

$$q = 6,4\,\frac{a^2}{l^2}\left(0,375 - 0,25\,\frac{a^2}{l^2}\right)p \text{ (cazul } b = 0 \text{ și } a < l/2)$$

$$q = 6,4\,\frac{a^2}{l^2}\left(0,375 - 0,25\,\frac{a^2}{l^2}\right)p \text{ (cazul } c = 0 \text{ și } a < l/2)$$

$$q = 6,4\left(\frac{2,5}{16} - 0,375\,\frac{c^2}{l^2} + 0,25\,\frac{c^4}{l^4}\right)p \text{ (cazul } b = 0 \text{ și } a > l/2)$$

$$q = 6,4\left(\frac{2,5}{16} - 0,375\,\frac{b^2}{l^2} + 0,25\,\frac{b^4}{l^4}\right)p \text{ (cazul } c = 0 \text{ și } a > l/2).$$

Merită să menționăm aici că echivalentul necesar pentru forța tăietoare calculat după Stas pentru condițiile exemplului nostru este de 41,7 kg/cm, iar cu expresia de mai sus 18,5 kg/cm, ceea ce arată o diferențiere foarte mare.

Echivalentul de rotire egală pe reazem (necesar pentru calculul momentelor de torsiune din antretoaze).

Pentru o singură forță concentrată (cazul fig. 6 unde x arată distanța față de reazemul unde se caută rotirea)

$$q = \frac{4}{l^4}\,P x\,(l - x)\,(2\,l - x).$$

Pentru mai multe forțe concentrate P_i la distanța x_i de reazem

(x_i arată distanța față de reazemul unde se caută rotirea).

$$q = \frac{4}{l^4}\sum_i P_i x_i\,(l - x_i)\,(2\,l - x_i).$$

Pentru o forță uniform distribuită p într-o poziție oarecare (fig. 7)

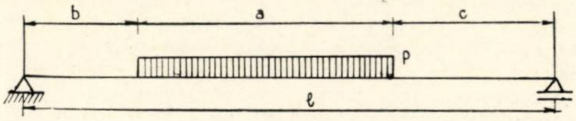


Fig. 7

$$q = 4\,\frac{a}{l}\left[\frac{a + 2\,b}{l} - \frac{a^2 + 3\,ab + 3\,b^2}{l^2} + \right.$$
$$\left. + 0,25\,\frac{a^3 + 4\,a^2 b + 6\,ab^2 + 4\,b^3}{l^3}\right]p.$$

Pentru poziția simetrică a sarcinii față de mijloc (necesară pentru calculul momentelor de torsiune din antretoază din acțiunea șenilei)

$$q = 4\,\frac{a}{l}\left(0,375 - 0,125\left(\frac{a}{l}\right)^2\right]p.$$

Bibliografie

[1] Ulițchi B. E.: *Pronstranstventi rasciot bezdiafragmenîh proletnîh stroenii mostov.* Moscova – Avtotransizdat 1963

]2] Mazilu P., Țopa N. ș. a.: *Tabliere de poduri de șosea cu grinzi longitudinale fără antretoaze.* Comunicare la sesiunea științifică a I.C.T.Tc. octombrie 1965.

[3] Țopa N.: *Preocupări actuale în calculul tablierelor de poduri realizate din grinzi fără antretoaze în cîmp.* Comunicare la sesiunea științifică a I.P.B. mai 1965.

Aspecte privind consumul de materiale la construcţiile de locuinţe realizate în oraşul Bucureşti în perioada 1963–1966

Ing. Em. Cappon şi ing. M. Suciu
I.P.B.

1. Proiectarea blocurilor de locuinţe reprezintă cea mai mare pondere din capacitatea totală de producţie a Institutului Proiect Bucureşti.

Între anii 1963 (semestrul II, după reaşezare) — 1966 s-au elaborat în institut documentaţii în fază de proiect de execuţie pentru blocuri de locuinţe, totalizînd peste 50 000 apartamente.

Blocurile de locuinţe s-au amplasat în general în mari ansambluri ca : Drumul Taberei, Titan (fost Balta Albă), zona Sud-Berceni, Armata Poporului, Bucureştii Noi, fiind proiectate în mare majoritate pe bază de secţiuni directive şi refolosibile.

Terenul de fundare a prezentat în cea mai mare parte condiţii normale, cu excepţia unor blocuri din cartierul Titan, unde, datorită umpluturilor, a fost necesară fundarea pe piloţi, şi a celor amplasate pe terenuri macroporice în zona Sud-Berceni, unde au fost luate măsuri de protecţie contra umezirii terenului, conform normativului.

În ceea ce priveşte sistemul de fundare, s-au prevăzut tălpi continue din blocuri de beton şi cuzineţi armaţi, iar prin executarea subsolului tehnic general, s-a creat o infrastructură rigidă a construcţiei.

Structurile de rezistenţă au fost calculate pentru gradul 7 de seismicitate, respectînd prevederile normativului P 13-1963.

La blocurile de locuinţe deosebim două regimuri de înălţime, p+4 etaje şi p+9—10 etaje, pentru construirea lor folosindu-se diferite secţiuni, care sînt arătate în tabela 1 în care se vede şi modul cum au fost repartizate în cadrul amplasamentelor.

Din examinarea datelor obţinute se constată că apartamentele în blocuri cu p+4 etaje s-au proiectat în proporţie de circa 34% (17 400 apartamente). În cadrul acestora, în blocuri cu zidărie portantă, s-au proiectat circa 50% din totalul apartamentelor, iar în blocuri cu panouri mari prefabricate, circa 43%, restul de 7% fiind blocuri cu structură de beton armat monolit.

Apartamentele în blocuri cu p+9—10 etaje s-au proiectat în proporţie de circa 66% (34 000 apartamente). Apartamentele proiectate în blocuri cu structură de beton armat sistem celular, cu cofraje de inventar, reprezintă cea mai mare pondere, peste 48% (16 400 apartamente).

În structura fagure cu cofraje de inventar s-au proiectat circa 27% din apartamente (9 000), blocurile cu garsoniere (6 500) fiind în majoritate.

Blocurile proiectate în structură fagure, executate cu cofraje glisante, au o pondere de 19% (6 300 apartamente); restul, în procent redus de 6%, este alcătuit din structuri turnate în cofraje metalice.

2. Pentru stabilirea consumurilor de materiale principale s-au analizat consumurile rezultate pe secţiunile şi sistemele constructive utilizate.

Secţiunile ce au fost analizate sînt indicate pe regim de înălţime şi sisteme constructive în tabela 2.

În vederea comparării consumurilor rezultate s-au determinat indicii respectivi, raportaţi la m² arie desfăşurată, calculată în conformitate cu prevederile STAS 4908/1961.

Materialele principale pentru care s-au calculat indicii sînt :

— ciment
— oţel-beton (exprimat în echivalent OL 38)
— material lemnos (lemn ecarisat şi rotund).

Asupra secţiunilor analizate precizăm următoarele :

La clădirile cu p+4 etaje (tabela 3 a)

Pentru structura de zidărie portantă s-au analizat rezultatele obţinute atît la blocurile proiectate cu planşee monolit, cît şi cele cu planşee prefabricate.

Pînă în anul 1964, la blocurile cu zidărie portantă executate în capitală, s-au întrebuinţat pentru planşee fîşii de beton armat prefabricat, tip STASA.

Tabela 1

Repartizarea apartamentelor proiectate în I.P.B. în intervalul 1963 (VII)-1966 pe diferite sisteme constructive şi secţiuni în cadrul amplasamentelor respective

Nr. crt.	Denumirea ansamblului	Total apartamente	Blocuri p+4 etaje				Blocuri p+9−10 etaje										
			Zidărie portantă		Panouri mari	Struct. b.a. monolit (celular fagure)	Celular			Fagure			Glisante				Secţiuni cu cofraje metalice
			Planşee monolit	Planşee prefab.	IPCT		O.D.	A.S.	Sect. noi	OS.	V.	Gars. S 14	R	OS	S14	Dif. sect. T şi V	
1.	Titan (Balta Albă) C.I., III, IV—V	22 095	2 160	2 100	2 010	1 310	3 964	608	2 368	—	352	3 496	880	528	—	508	1 811
2.	Drumul Taberei M. 2, 3, 8	10 443	—	1 675	2 400	—	4 448	—	—	1 080	—	—	—	—	840	—	—
3.	Mihai Bravu — Pantelimon	1 111	—	—	—	—	—	528	—	—	—	583	—	—	—	—	—
4.	Zona Sud I Berceni	5 500	—	—	1 640	—	920	—	—	—	—	1 180	1 760	—	—	—	—
5.	Armata Poporului	6 940	1 560	—	1 020	—	2 580	—	—	—	—	160	720	—	480	—	420
6.	Bucureştii Noi	1 736	196	—	—	—	396	—	—	1 144	—	—	—	—	—	—	—
7.	Diverse amplasamente	983	163	60	—	—	—	—	—	—	—	760	—	—	—	—	—
8.	Cartierul Jiului	2 560	—	720	360	—	640	—	—	—	—	280	560	—	—	—	—
	TOTAL	51 368	4 079	4 555	7 430	1 310	12 928	1 136	2 368	2 224	352	6 459	3 920	528	1 320	508	2 231
			17 374 ap. = 34,0%				33 994 ap. = 66,0%										

Tabela 2

Tipurile secțiunilor utilizate la blocurile de locuințe proiectate în anii 1963—1966 în I.P.B.

Nr. crt.	Regimul de înălțime și sistemul constructiv	Sistemul de cofrare	Denumirea secțiunilor utilizate
I.	*BLOCURI p+4 ETAJE*		
a.	Zidărie portantă cu planșee beton armat monolit	cofraje de inventar	— secțiune directivă I.P.C.T. 222/6 — secțiune refolosită IPB—H
b.	Zidărie portantă cu planșee beton armat prefabricat — fîșii STASA — panouri mari	—	— secțiune directivă ISCAS. IS. 4 — secțiune directivă I.P.C.T. 222/6—5 — secțiune directivă I.P.C.T. 222/6
c.	Panouri mari beton armat prefabricate	—	— proiect tip I.P.C.T. nr. 1168 secțiunea E și D
d.	Structură de beton armat monolit sistem celular	cofraje de inventar	— secțiune unicat I.P.B. (MC)
e.	Structură de beton armat monolit sistem fagure	cofraje de inventar	— secțiune directivă ISCAS—IS.2
II.	*BLOCURI p+9—10 ETAJE*		
a.	Structură de beton armat sistem celular	cofraje de inventar	— secțiune refolosibilă OD (IPB) — secțiune refolosibilă AS (IPCT) — secțiune refolosibilă P (IPB)
b.	Structură de beton armat sistem fagure	cofraje de inventar	— secțiune refolosibilă OS (IPB) — secțiune refolosibilă S14 (gars)
c.	Structură de beton armat sistem fagure	cofraje glisante	— secțiune refolosibilă R (IPB) — secțiune refolosibilă OS (IPB) — secțiune refolosibilă S.14 (gars) IPB — secțiune refolosibilă V (IPB) — secțiune refolosibilă T (IPB)
d.	Structură de beton armat	cofraje metalice	— secțiune refolosibilă OD (IPB) adaptată la cofraje spațiale — secțiune nouă IPB adaptată la cofraje plane

La începutul anului 1964, în conformitate cu avizele CSCAS, s-au luat o serie de măsuri suplimentare antiseismice, pentru asigurarea blocurilor executate cu planșee din asemenea fîșii, măsuri care au condus la un spor de consum de oțel-beton, de peste 1,5 kg/m² Ad.

Tabela 3 a

Indicii de consum de materiale principale pe m² arie desfășurată rezultați din diferite sisteme constructive și secțiuni la blocuri p+4 etaje

Nr. crt.	Denumirea sistemului constructiv și tipul secțiunii	Ciment (kg)	Oțel-beton echiv. OL 38 kg)	Material lemnos	
				Ecarisat (m^3)	Rotund (m^3)
1.	Zidărie portantă cu planșee din beton armat monolit				
	a. — Secțiunea I.P.C.T. „C—222/6"	125	15,5	0,009	0,002
	b. — „ I.P.B. „H"	135	14,5	0,009	0,002
2.	Zidărie portantă cu planșee din beton armat prefabricat				
	a. — fîșii tip STASA				
	Secțiunea ISCAS I.S. 4	140	15,5	0,007	0,002
	Secțiunea I.P.C.T. 222/6-5 cu suprabetonare	145	17,0	0,008	0,002
	— panouri mari prefabricate (Sect. 222/6)	140	18,0	0,006	0,0013
3.	Panouri mari din beton armat prefabricat, tip I.P.C.T. Pr. nr. 1168	172	21,5	0,0045	0,0015
4.	Structură de beton armat sistem celular	135	22,5	0,013	0,003
5.	Structură de beton armat sistem fagure	140	17,5	0,013	0,0025

Întrucît la sfîrșitul anului 1964 s-a sistat fabricarea fîșiilor STASA, începînd din anul 1965, blocurile din zidărie portantă s-au proiectat cu planșee de beton-armat turnate monolit.

Se observă că la blocurile proiectate cu planșee din beton armat monolit, consumul mediu total de oțel-beton este la nivelul indicilor realizați la blocurile proiectate cu planșee din fîșii prefabricate STASA, înainte de aplicarea măsurilor speciale antiseismice, fiind din acest punct de vedere mai economice.

Tot în cursul anului 1965 s-au proiectat în institut panouri mari pentru planșee din beton armat preturnat, de dimensiunea unei camere.

Acest sistem aduce un spor de oțel de circa 2,5 kg/m² Ad, obținîndu-se în schimb o economie de peste 1/3 din consumul de cherestea.

Pentru blocurile executate din panouri mari prefabricate s-au analizat rezultatele obținute la proiectele tip I.P.C.T.

În cursul anilor 1963—1964 s-au mai proiectat în cadrul institutului blocuri cu p+4 etaje cu structură de beton armat monolit sistem fagure (200 apartamente în cartierul Titan C III/1) și celular (1 100 apartamente în Titan C III/2+3).

Utilizarea acestor structuri nu s-a mai extins, întrucît au fost considerate neeconomice la blocurile cu puține niveluri, ele prezentînd consumuri mari de oțel-beton și cherestea, în raport cu celelalte sisteme constructive utilizate în mod curent la asemenea clădiri.

La construcțiile cu p+9—10 etaje (tabela 3 b)

La aceste construcții a fost utilizată structura casetată din beton armat (sistem celular și sistem fagure) turnată în cofraje de inventar, la circa 75% din apartamentele proiectate în blocuri înalte, precum și cofraje glisante la circa 19% din apartamentele proiectate în aceste blocuri.

Au fost analizate și rezultatele obținute la primele blocuri proiectate cu cofraje metalice spațiale (în ansamblul Armata

Poporului) şi cofraje metalice plane ce urmează a se realiza în ansamblul Titan C IV 2+3.

Menţionăm că nu au mai fost prezentaţi indicii rezultaţi la unele secţiuni cu o utilizare mai restrînsă (V şi T), deoarece indicii respectivi se încadrează în limitele obţinute la secţiunile structurilor similare, aceste secţiuni prezentînd interes numai în ceea ce priveşte particularitatea partiului de arhitectură.

3. Indicii medii de consum de materiale pe metru pătrat arie desfăşurată pe sisteme constructive şi diferite secţiuni au fost arătaţi în tabelele 3 *a* şi 3 *b*.

Tabela 3 b

Indicii de consum de materiale principale pe m² arie desfăşurată, rezultaţi pe diferite sisteme constructive şi secţiuni, la blocuri p+9—10 etaje

Nr. crt.	Denumirea sistemului constructiv şi tipul secţiunii	Ciment (kg)	Oţel-beton (echiv. OL 38 kg)	Material lemnos	
				Ecarisat (m³)	Rotund (m³)
1.	Structură beton armat monolit sistem celular				
	a) Secţiunea O.D.	145	23,5	0,012	0,002
	b) Secţiunea A.S.	140	22,0	0,012	0,002
	c) Secţiunea P (nouă)	145	23,0	0,012	0,002
2.	Structură beton armat monolit, sistem fagure				
	a) Secţiunea O.S.	150	23,5	0,014	0,002
	b) Secţiunea S.14	160	23,0	0,014	0,002
3.	Structură beton armat în cofraje glisante				
	a) Secţiunea R	168	24,5	0,008	0,0017
	b) Secţiunea O.S.	168	24,5	0,007	0,0017
	c) Secţiunea S 14	168	24,0	0,007	0,0017
4.	Structură de beton armat în cofraje metalice				
	a) Secţiune cu cofraje metalice plane	155	23,5	0,0035	0,0006
	b) Secţiune cu cofraje metalice spaţiale	155	22,0	0,003	0,0006

Din analizarea rezultatelor obţinute pe fiecare material în parte, se constată :

a) **Ciment**

Consumul de ciment la locuinţe este plafonat de ordinele C.S.C.A.S. în vigoare nr. 572/64 şi 365/66.

Toţi indicii rezultaţi pe diferitele secţiuni şi sisteme constructive se încadrează în indicii plafon C.S.C.A.S., obţinîndu-se chiar economii între 1—3% anual.

Analizaţi pe fiecare secţiune în parte, indicii de consum de ciment prezintă diferenţe, explicabile prin caracterul structurii.

b) **Oţel-beton**

Consumul de oţel-beton la locuinţe este de asemenea plafonat de ordinele C.S.C.A.S. menţionate mai înainte, fiind exprimat în echivalent OL 38.

Faţă de indicii prevăzuţi în aceste ordine, s-au realizat anual economii între 2 şi 5% din consumul total, după cum se poate constata din indicii medii rezultaţi pe metru pătrat arie desfăşurată, arătaţi în tabela A.

Constatăm o scădere continuă a consumului specific de oţel-beton, din comparaţia între indicii plafon şi media realizată anual în proiectele elaborate.

Consumurile mai ridicate din anii 1959—60 se datoresc faptului că în aceşti ani s-au proiectat blocuri cu structură de beton armat în cadre.

Ulterior, prin folosirea structurilor casetate (celular şi fagure), s-a obţinut o reducere substanţială a consumului de oţel-beton.

Tabela A

Anii	Indicii medii consum oţel-beton (în echivalent OL 38) (kg/m² Ad.)	
	Conf. indici plafon	*Realizat*
1959	—	24,3
1962	23,4	22,7
1963	23,0	22,5
1964	22,9	22,4
1965	22,5	22,1
1966	22,2	21,1

Din analiza utilizării oţelurilor superioare la proiectele de locuinţe, a rezultat că prevederea armăturilor cu calităţi superioare nu a avut un caracter organizat, utilizarea lor variind între 0—55% din cantitatea totală în structură.

Această variaţie a fost determinată, pe de o parte datorită incertitudinii în aprovizionarea şantierelor cu oţeluri superioare şi de sortimente corespunzătoare, şi, pe de altă parte, datorită faptului că structurile blocurilor de locuinţe nu au solicitări deosebite care să justifice introducerea oţelurilor superioare în proporţie mare, cum este posibil la construcţiile cu caracter industrial.

c) **Material lemnos**

Pentru aducerea la îndeplinire a sarcinilor trasate în ceea ce priveşte reducerea continuă a consumului de material lemnos, în cadrul S.P.O.B. şi în special în Institutul Proiect Bucureşti s-au luat o serie de măsuri încă din anii 1960—1961 pentru reducerea consumului de masă lemnoasă şi în special de cherestea din răşinoase.

Prin proiectarea blocurilor de locuinţe cu structuri casetate, s-a permis utilizarea cofrajelor din panouri de inventar în proporţie de 60—70% în anul 1962 şi de peste 90% începînd din anul 1963, ceea ce a determinat reducerea masivă a consumului de material lemnos (tabela B).

Tabela B

Anii	Indicii medii consum lemn ecarisat — răşinoase (m³/1 000 m²) Arie locuibilă	
	conf. indici plafon C.S.C.A.S.	*Realizat*
1959	—	82,0
1961	—	44,5
1962	38,0	32,7
1963	37,2	22,0
1964	36,6	22,6
1965	27,2	21,4
1966	29,0	19,5

Astfel, de la 2,75 m³ lemn ecarisat, care se consuma pentru un apartament convenţional la blocurile cu cadre de beton armat, s-a ajuns în prezent la 0,80 m³ la blocurile cu structură celulară.

În tabela 4 se arată indicii de consum de material lemnos ce rezultă pe 1 000 m² arie locuibilă la locuinţele proiectate pe sisteme eficiente în ceea ce priveşte consumul de material lemnos, cum şi consumul comparativ de metal utilizat în cofraje.

Din examinarea acestei tabele se constată că nu se încadrează în ultimii indicatori de consum de material lemnos, de 14 m³/1 000 m² arie locuibilă, blocurile executate cu cofraje de inventar cu rame de lemn, iar blocurile executate cu cofraje glisante trebuie prevăzute planşee prefabricate, pentru a se permite înscrierea în norme.

Tabela 4

Indicii de consum de material lemnos ce rezultă pe 1 000 m^2 arie locuibilă la locuințe proiectate pe sisteme eficiente

Nr. crt.	Denumirea structurii și modul de cofrare	Indici de consum la 1 000 m^2 arie locuibilă			Număr refolosiri cofraje
		Lemn ecarisat (m^3)	Lemn rotund (m^3)	Metal în cofraje (kg)	
1.	Structură de b.a. sistem celular sau fagure executată cu cofraje din panouri de inventar cu rame lemn	28—30	4,5	405	25
2.	Idem cu rame metalice	14	4,5	1 515	100
3.	Structură de b.a. sistem fagure executată cu cofraje glisante	16	4,5	375	10
4.	Structură de b.a. executată cu cofraje metalice spațiale	6,5	2	2 550 4 255	500 300
5.	Structură de b.a. executată cu cofraje metalice plane și planșee prefabricate	8	2	1 555 1 885	500 300
6.	Blocuri din panouri mari prefabricate	9,5	3	—	—
7.	Zidărie portantă cu planșee din b.a. prefabricate	13	3	—	—

CONCLUZII

Analizînd rezultatele obținute în privința consumului principalelor materiale de construcții la blocurile de locuințe proiectate în perioada 1963—1966, putem trage unele concluzii care să constituie și directive de orientare a proiectării în anii viitori.

a. Consumul de ciment, deși mai ridicat la actualele structuri decît la cele tradiționale, datorită înlocuirii unor pereți de cărămidă cu diafragme de beton armat portante și antiseismice, se încadrează în consumurile plafon stabilite de C.S.C.A.S.

Ținînd seamă de faptul că țara noastră este producătoare de ciment, în scopul economisirii de oțel și material lemnos, este posibil ca, în perioada ce urmează, consumul la acest material să crească.

b. În privința consumului de oțel-beton sînt de remarcat rezultatele pozitive obținute în perioada 1961—66, cînd prin introducerea noilor tipuri de structuri s-a realizat o reducere substanțială a consumului de oțel-beton, față de soluțiile tradiționale cu cadre (de la 30 la 24 kg/m^2 Ad).

Consumul specific mediu pe orașul București a scăzut în această perioadă cu peste 13%.

Trebuie să arătăm că acest lucru s-a obținut într-o perioadă în care a crescut ponderea clădirilor înalte, datorită necesității impuse de creșterea densității locuințelor și a apariției unor acte normative, care au afectat construcțiile din București, legate de măsuri speciale antiseismice și de măsuri privind terenurile macroporice.

Cu toate aceste realizări, avînd în vedere necesitățile sporite de metal ale economiei naționale, trebuie ca prin proiectare să se asigure în continuare reducerea consumului de oțel.

Aceasta se poate obține printr-o analiză competentă a soluțiilor de ansamblu și de detaliu, care să permită realizarea saltului calitativ necesar cerințelor actuale.

Printre măsurile necesare de luat menționăm :

— Determinarea exactă a eforturilor și dimensionarea corespunzătoare a secțiunilor, eliminîndu-se pe cît posibil aproximațiile ce se mai fac încă în prezent la unele elemente ale structurii, folosindu-se în acest scop calculatorul electronic.

— Să se dea prioritate folosirii oțelurilor superioare, astfel ca, prin utilizarea maximă a calităților acestui material, să se ajungă la o eficiență economică superioară.

Este necesar însă ca industria metalurgică să ia măsuri de a lărgi sortimentele de oțeluri superioare (TOR și PC cu diametre mici) și în cantități care să asigure necesitățile șantierelor.

— Îmbunătățirea prevederilor normativelor privind armarea constructivă a unor elemente de rezistență, astfel încît aceste prevederi să fie aduse la stadiul actual al cunoștințelor teoretice.

— Colaborarea mai strînsă cu arhitecții proiectanți în scopul stabilirii partiurilor care să corespundă celor mai adecvate structuri din punct de vedere al utilizării raționale a oțelului-beton.

— Se va căuta să se reducă la minimum unele elemente decorative cu un consum ridicat de oțel-beton (pergole, parapete înalte, copertine etc.).

— Pe plan republican, considerăm că este necesar să se studieze în continuare introducerea de materiale ușoare care să reducă greutatea construcțiilor, ce se menține de peste 50 de ani la același nivel.

Acest lucru va duce evident la reducerea consumului de oțel-beton.

— Eforturi importante trebuie făcute și pentru reducerea consumului general de material metalic, în domeniul lucrărilor de instalații atît interioare cît și exterioare, existînd posibilități mari prin introducerea materialelor înlocuitoare, bineînțeles de nivel calitativ corespunzător.

Trebuie să arătăm însă că, în condițiile impuse de necesitatea creșterii productivității muncii, care se poate realiza prin intensificarea industrializării, va rezulta totuși un consum de oțel-beton suplimentar, determinat de creșterea volumului de elemente prefabricate.

c. După cum a rezultat din cadrul expunerii, eforturile depuse în proiectare pentru aducerea la îndeplinire a sarcinilor de reducere a consumului de material lemnos, în special de rășinoase, au dat rezultate remarcabile.

Acest lucru a fost posibil prin introducerea structurilor casetate cu cofraje din panouri demontabile din placaje tegofilm, a structurilor executate cu cofraje glisante, a extinderii construcțiilor din panouri mari prefabricate și a prefabricatelor în general.

În ultimul timp s-au introdus sistemele de execuție cu cofraje metalice, ceea ce a permis reducerea substanțială a consumului de lemn ecarisat care scade la acest fel de blocuri pînă la circa 7 m^3/1 000 m^2 A—loc.

Pentru realizarea unei reduceri substanțiale de material lemnos, proiectarea trebuie să se orienteze către extinderea masivă a construcțiilor din prefabricate (panouri mari), extinderea construcțiilor cu cofraje metalice (spațiale și plane), care, pe lîngă reducerea consumului de material lemnos, are și efecte favorabile asupra productivității muncii.

Va trebui să renunțăm la construcțiile executate în sisteme tradiționale, înlocuindu-le cu sistemele arătate mai sus, metalul folosit în cofraje (ca utilaj) fiind soluția pe care o considerăm că va înlocui deocamdată, cu deplin succes, cherestеaua, avînd o utilizare mai rațională prin numărul foarte mare de refolosiri și realizarea unei calități superioare a structurii.

Vor trebui, de asemenea, îmbunătățite elementele de detaliu care consumă material lemnos, în sensul prefabricării lor, iar, în unele cazuri, chiar eliminate.

Avînd în vedere multiplele sarcini pe care le are proiectarea privind reducerea consumului de material lemnos și metal, de creștere a productivității muncii și de reducere a prețului de cost, este necesar ca eforturile proiectanților să fie îndreptate în continuare spre găsirea soluțiilor și mijloacelor celor mai eficiente, contribuind astfel, cu aportul lor, la îndeplinirea planului de stat.

Unele aspecte privind bolţarii prefabricaţi din beton şi beton armat pentru execuţia tunelelor şi tendinţele de dezvoltare a acestora

Ing. K. H. Krestel
I.P.B.

GENERALITĂŢI

Dezvoltarea urbanistică a oraşelor, creşterea vertiginoasă a circulaţiei la nivelul solului şi mărirea sau repararea reţelelor edilitare existente impun în mod imperios metode noi de rezolvare a acestor probleme faţă de cele folosite în trecut.

Metodele care iau o amploare din ce în ce mai mare sînt cele de execuţie a tunelelor cu ajutorul scutului mecanic. Metoda propriu-zisă nu reprezintă ceva nou, astfel de lucrări fiind realizate încă din secolul trecut.

Ceea ce s-a dezvoltat foarte mult în ultimele decenii reprezintă mijlocul de execuţie a tunelului şi anume, maşina de săpare şi montare a cămăşuielilor interioare de rezistenţă.

Există astăzi utilaje pentru orice tipuri de teren de la cele mai dure (stînci), pînă la cele mai slabe terenuri cu sau fără apă subterană.

Perfecţionarea acestor maşini s-a datorat în primul rînd dezvoltării continue a reţelei de metrouri în oraşele mari din lume. În funcţie de condiţiile tehnico-economice au fost alese fie metode de execuţie clasice, cu amplasarea metroului imediat sub nivelul carosabilului, fie în adîncime, soluţie care are astăzi cea mai largă răspîndire.

În Europa, printre ţările care au cea mai mare experienţă în domeniul execuţiei tunelelor prin metoda scutului mecanic, se află Uniunea Sovietică şi Anglia. De decenii se lucrează în permanenţă la dezvoltarea reţelelor de metrou ajungîndu-se astăzi la performanţe de avansare foarte ridicate şi anume 20—25 m/zi şi chiar mai mari. Automatizarea acestor utilaje este de asemenea dezvoltată, putîndu-se realiza vitezele de mai sus, la o secţiune de circa 4 m diametru, cu numai 20—25 muncitori pe schimb.

În oraşul Bucureşti, s-au utilizat [1], pînă în prezent, scuturi mecanice numai pentru executarea canalelor care transportă ape menajere şi pluviale. Astfel, există un scut manual de 3,10 m diametru cu care s-au lucrat în repetate rînduri canale de lungimi mai scurte, diametrul finisat interior ajungînd la 2,40—2,50 m. În prezent se lucrează la un mare canal colector de circa 12 km lungime, cu un diametru de săpare de 4,15 m, avînd după executarea finisajelor interioare un diametru circular de 3,50 m. Scutul este de provenienţă englezească, fiind realizat de firma Mining Equipment (Londra).

Prezentul articol va trata mai mult unele aspecte privind diversele tipuri de bolţari prefabricaţi necesari pentru cămăşuiala de rezistenţă şi tendinţele de dezvoltare a acestora.

ALEGEREA TIPURILOR DE BOLŢARI

Soluţiile constructive de căptuşeli prefabricate, care alcătuiesc structura de rezistenţă, sînt extrem de variate. Enumerăm mai jos cele mai importante tipuri de bolţari împărţite după forma lor; acestea pot fi cu secţiune plină sau cu nervuri.

A. Bolţari plini (în secţiune transversală);

a) cu legături între ele (buloane);

1) de formă dreptunghiulară cu rosturi plane [8] şi legături metalice cu buloane pe direcţia longitudinală;

b) fără legături între ele;

1) de formă dreptunghiulară cu rosturi în nut şi feder pe direcţia longitudinală şi nuturi cilindrice pe direcţia transversală (fig. 3);

2) de formă dreptunghiulară cu rosturi plane şi dornuri metalice pe direcţia transversală (fig. 2);

3) de formă dreptunghiulară cu rosturi cilindrice pe direcţia transversală (fig. 11) şi rosturi plane pe direcţia longitudinală;

4) de formă trapezoidală cu rosturi plane;

5) de formă trapezoidală cu rosturi nut şi feder pe tot perimetrul (fig. 4);

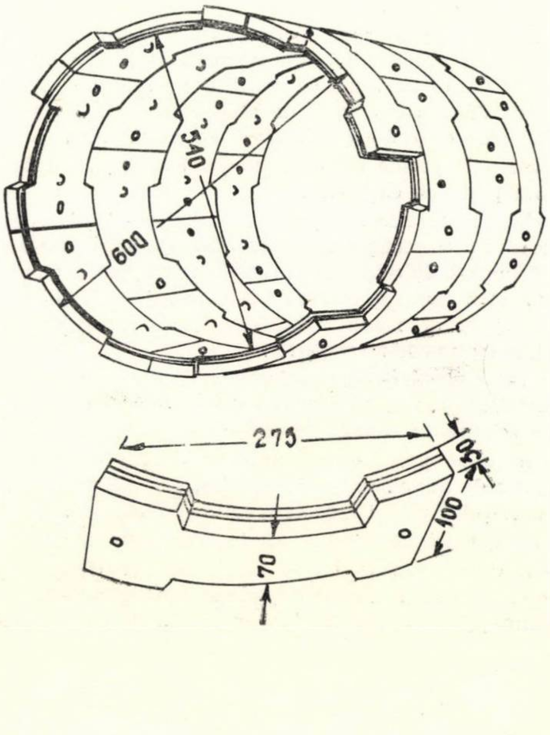
6) de formă trapezoidală cu opt laturi cu rosturi plane sau nut şi feder (fig. 1).

B. Bolţari nervuraţi (tubinguri) de formă dreptunghiulară cu rosturi plane şi legături cu buloane pe toate direcţiile (fig. 9 şi fig. 14).

Numărul de elemente care compune inelul poate să varieze de asemenea foarte mult de la un inel (complet închis monolit) la 30 bolţari pe inel. Numărul de elemente şi tipul sînt în funcţie de natura terenului, utilajul şi metoda de montare, care poate să fie manuală sau mecanică cu ajutorul unor dispozitive speciale (erector, braţe mecanice etc.).

Cu cît secţiunea transversală a tunelului este mai mică (fiind vorba de canale), cu atît metodele de execuţie se pot mecaniza mai greu şi cu atît avansarea este mai mică. La secţiuni transversale mici, bolţarii se montează manual, iar dimensiunile şi numărul lor pe inel se aleg în funcţie de posibilitatea de ridicare. De asemenea, hotărîtor în alegerea tipului de bolţar şi a legăturilor sale este modul de montare în secţiunea transversală şi anume sub tola de protecţie a scutului sau direct în contact cu pămîntul. În cazul în care bolţarii se montează sub tola de protecţie, este necesar ca în faza de montaj inelul să reziste la greutatea proprie. Aici intervin factorii de rezemare a inelului în ansamblu, care, în cazul cel mai dezavantajos, sînt liniari. Legăturile cele mai frecvente se realizează pe direcţia transversală, iar după trecerea scutului şi ieşirea bolţarilor de sub tola de

Fig. 1. Bolţari plini din beton armat cu 8 laturi. Feţele laterale pot fi plane sau cu nut şi feder. Aceste forme au fost folosite mai frecvent în anii 1930 (şi după) însă nu există o utilizare pe scară mai largă a acestora [8] datorită formei complicate pe care o au (utilizate în Uniunea Sovietică). Se montează sub tola de protecţie



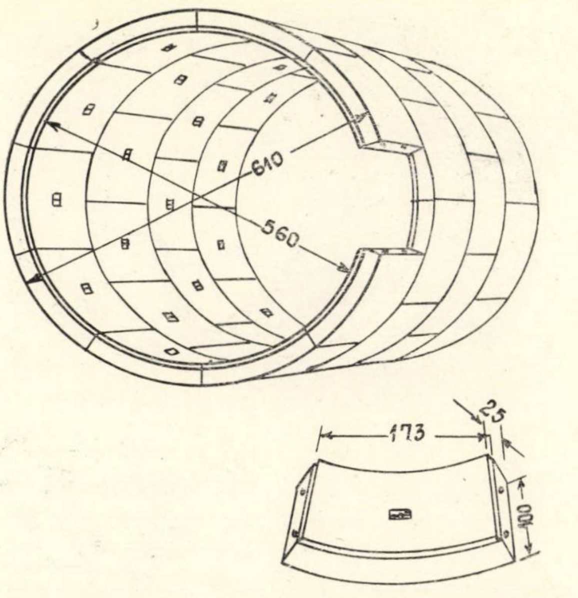


Fig. 2. Bolțari plini din beton armat cu nuturi la interior de 10/30 mm pentru rostuire. Pe direcția transversală se dispun dornuri metalice. Se montează sub tola de protecție (bolțari utilizați în Uniunea Sovietică)

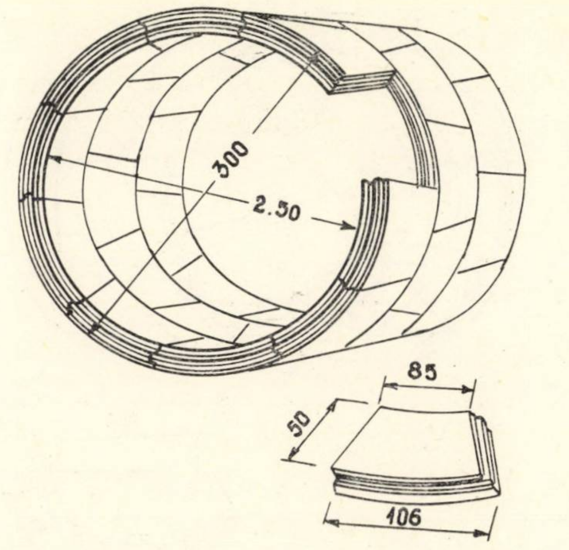


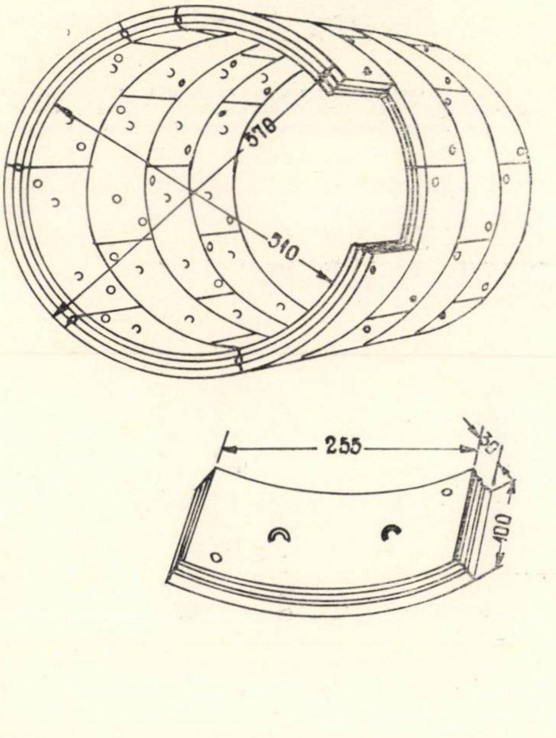
Fig. 4. Bolțari plini din beton armat trapezoidali sistem pană, cu nut și feder pe toate fețele laterale. Se montează sub tola de protecție (sistem de bolțari utilizați în România)

protecţie (inclusiv deformaţiile totale datorite încărcărilor exterioare) se admite o deplasare maximă, după prescripţiile sovietice, de — 5,00 cm la cheie, respectiv + 2,5 şi +2,5 cm la naşteri [6].

NATURA TERENULUI

După cum s-a arătat mai înainte, unul din principalele elemente care determină caracteristicile utilajului este natura terenului. Există utilaje pentru săpare în stîncă (fără cămaşă de protecţie), pentru săpare în terenuri coezive (argile) şi în terenuri necoezive (nisipuri). În cazul existenţei apei subterane, peste nivelul crestei, va trebui lucrat cu aer comprimat, metodă folosită curent la chesoane, sau în apă subterană parţială, caz în care va trebui coborît nivelul pînzei cu metode cunoscute astăzi (puţuri, filtre aciculare etc.).

Fig. 3. Bolțari plini din beton armat cu nuturi la interior pentru rostuire și nuturi cilindrice pe fețele laterale (rază 3,5 cm) care se injectează ulterior. Pentru montare se utilizează două dornuri cilindrice de oțel. Se montează sub tola de protecție (bolțari utilizați în Uniunea Sovietică)

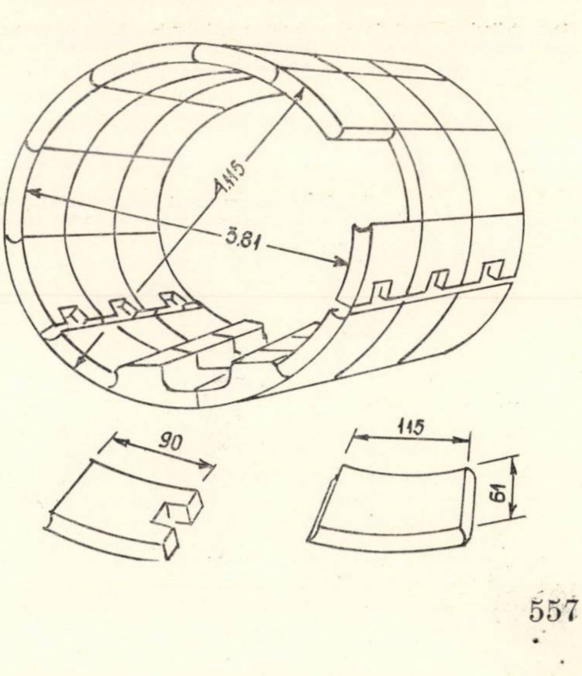


În terenuri coezive se lucrează cel mai uşor, putîndu-se alege tipuri de bolţari care reazemă direct de la montajul lor pe sol, susţinerea făcîndu-se cu ştifturi speciale ieşite pe direcţia longitudinală [8], acestea rămînînd în poziţie pînă la presarea (expandarea) bolţarilor cu ajutorul unor prese. În această situaţie (fig. 5, 6, 12 şi 13) nu sînt necesare injecţiile în spatele bolţarilor. La celălalt sistem aplicat în terenuri mai slabe, unde este necesară montarea bolţarilor sub o tolă de protecţie, transmiterea sarcinilor exterioare se face după realizarea injecţiilor în spaţiul dintre extradosul inelului de bolţar şi terenul săpat.

Spaţiul gol este umplut cu mortar de ciment, lapte de ciment, nisip fin, argile plastice etc., introduse sub presiune.

Acest din urmă sistem de bolţari este obligatoriu la terenuri necoezive pentru a evita orice prăbuşire de teren în interiorul zonei de lucru, unde se montează inelul de bolţari. Spaţiul acesta poate să varieze între 0,50—1,10 m, în funcţie de lăţimea inelului de bolţari.

Fig. 5. Bolțari plini din beton simplu cu rosturi cilindrice pe direcția transversală. Se montează fără tolă de protecție direct pe pămînt; presiunea între sol și bolțari se realizează prin prese introduse în lăcașurile special amenajate. Împănarea se face cu pene metalice (sistemul de bolțar tip M.H. este executat de firma Kinnear Moodie Londra pentru linia de metro Victoria)



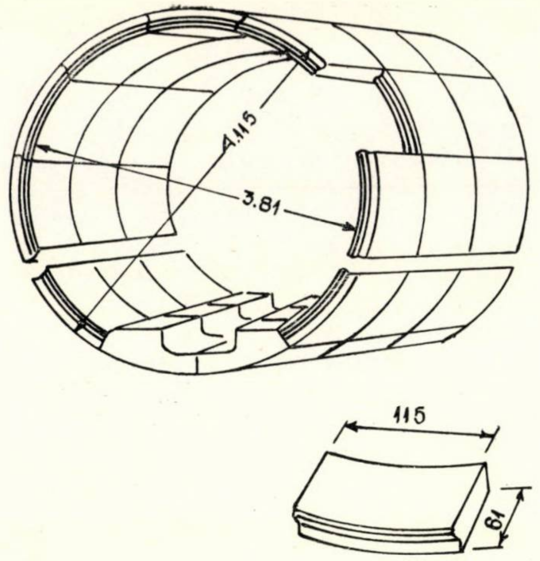


Fig. 6. Bolțari plini din beton simplu cu rosturi plane pe direcția transversală și cep și buza pe direcția longitudinală. Se montează fără tolă de protecție direct pe pămînt, presiunea realizîndu-se prin prese susținute din interior. Împănarea în spațiu liber se face din capăt cu pene (blocuri) din beton. (sistemul de bolțar tip H este executat de firma Kinnear Moodie Londra pentru linia de metro Victoria)

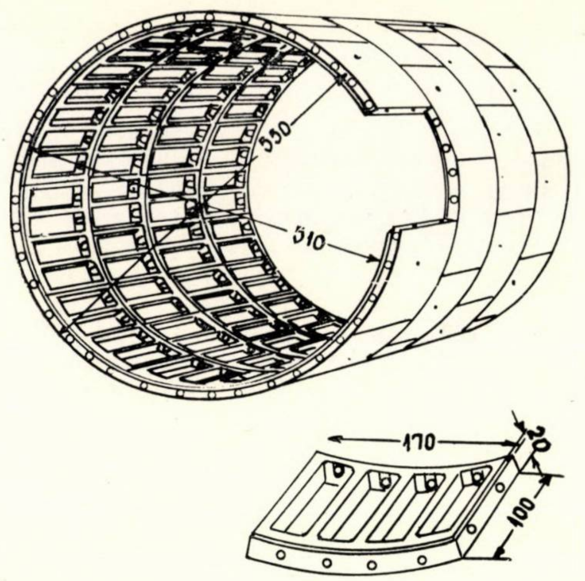


Fig. 7. Bolțari nervurați din beton armat asamblați prin buloane fără nervură centrală longitudinală cu nuturi la interior pentru rostuire (se utilizează în Uniunea Sovietică)

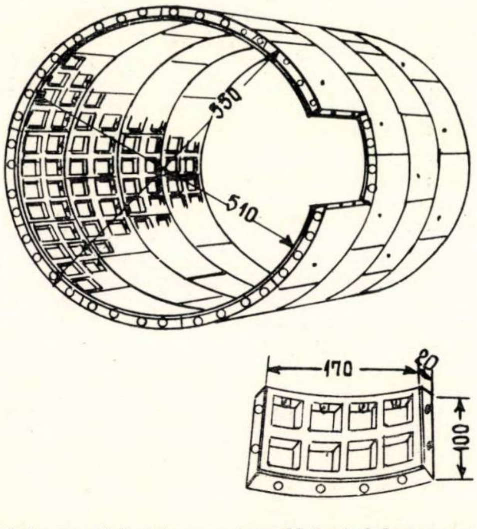


Fig. 8. Bolțari nervurați din beton armat asamblați prin buloane cu nervură centrală longitudinală, cu nuturi la interior pentru rostuire. Se utilizează la solicitări mai mari (se execută în Uniunea Sovietică)

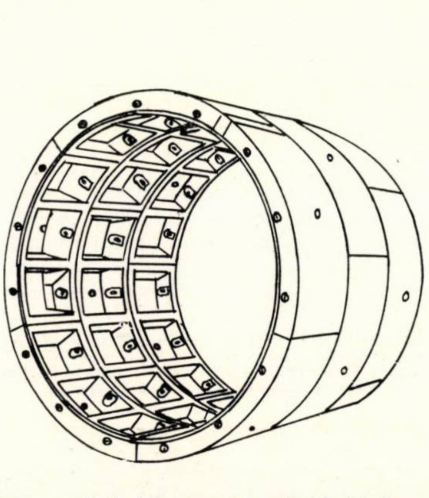
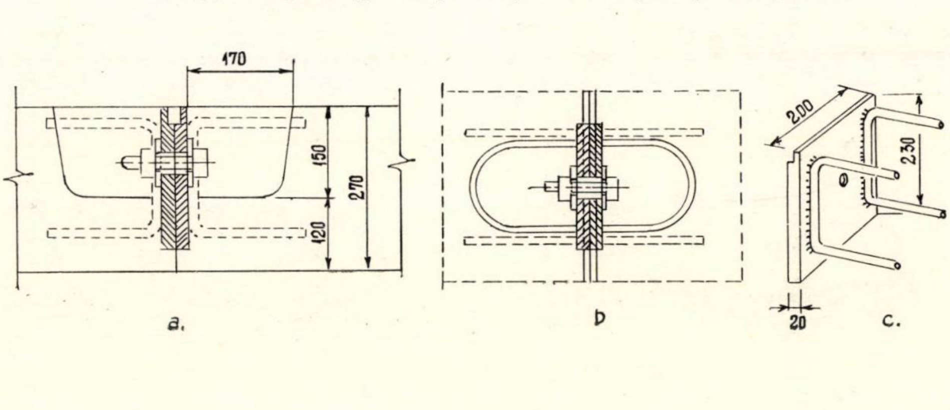


Fig. 9. Bolțari nervurați din beton armat cu nuturi la interior pentru rostuire. Se asamblează prin buloane (bolțarii sînt executați în Anglia de către firma Kinnear Moodie Londra și un tip asemănător în România).

Fig. 10. Îmbinare pe direcția longitudinală la un tunel de 6,0 m diametru exterior cu 5+1 bolțari executat în Uniunea Sovietică [8] a = secțiune longitudinală; b = secțiune orizontală; c = placa de prindere



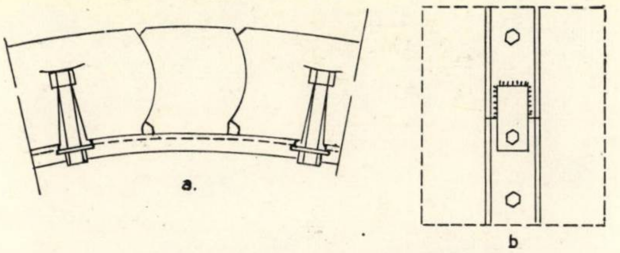


Fig. 11. Îmbinare pe direcția transversală la bolțari plini (rapid) executați în Anglia. Diametrele interioare variază între 1,22 m și 2,44 m iar grosimile între 10 cm și 13 cm. Numărul de bolțari pe inel este 8+1. Montarea se face sub tola de protecție a = secțiunea transversală prin cheie, b = vedere din interior la mijlocul bolțarului

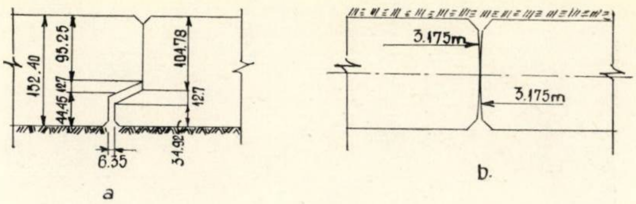

152.40
95.25
104.78
44.45
127
6.35
34.92
a
3.175m
b.

Fig. 13. Îmbinarea la bolțarii presați pe pămînt (expandați) tip H fabricați de firma Kinnear Moodie Londra. Presarea spre pămînt se face prin prese care se susțin indirect de bolțari în interiorul secțiunii prin intermediul unor găuri, iar în spațiul liber se introduce o pană de beton pe toată lățimea bolțarului. a = secțiune în lung, b = secțiune pe direcție transversală

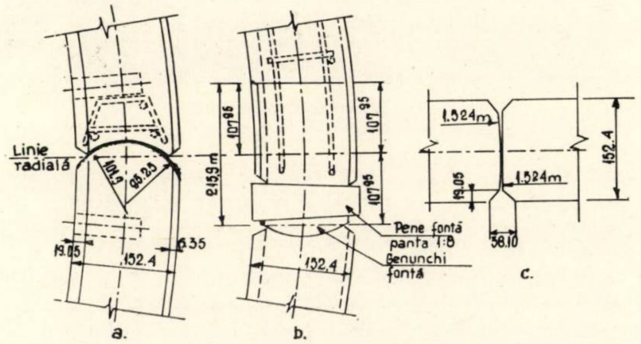

Linie radială
107.95
2159
19.05
152.4
6.35
Pene fontă panta 1:8
Genunchi fontă
1.524m
58.10
a.
b.
c.

Fig. 12. Îmbinare la bolțari presați pe pămînt (expandați) tip M.H. fabricați de firma Kinnear Moodie – Londra, a = secțiune transversală curentă, b = secțiune prin locașul în care se realizează expandarea, c = contactul în lung între bolțari

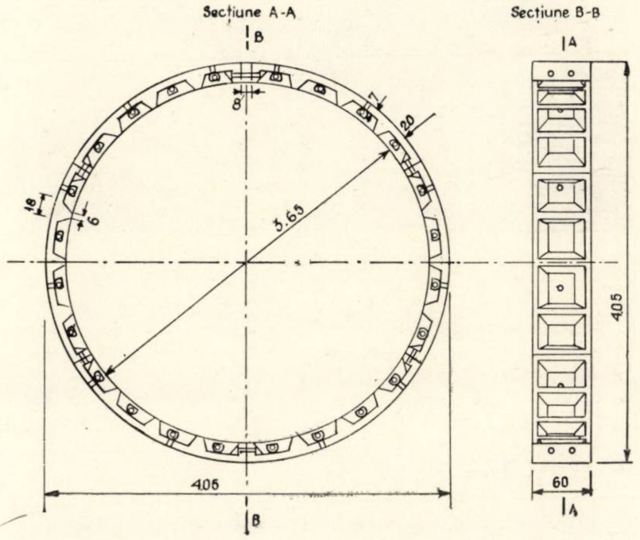

Secțiune A-A
Secțiune B-B
A
B
3.65
4.05
60
18
6
8
17
20

Fig. 14. Tipul de bolțar nervurat folosit pentru un canal colector în București

Fig. 15. Inele de bolțari asamblate pe un stand avînd diametrul de săpare a utilajului. S-au stabilit astfel deformațiile inițiale la montaj datorită greutății proprii

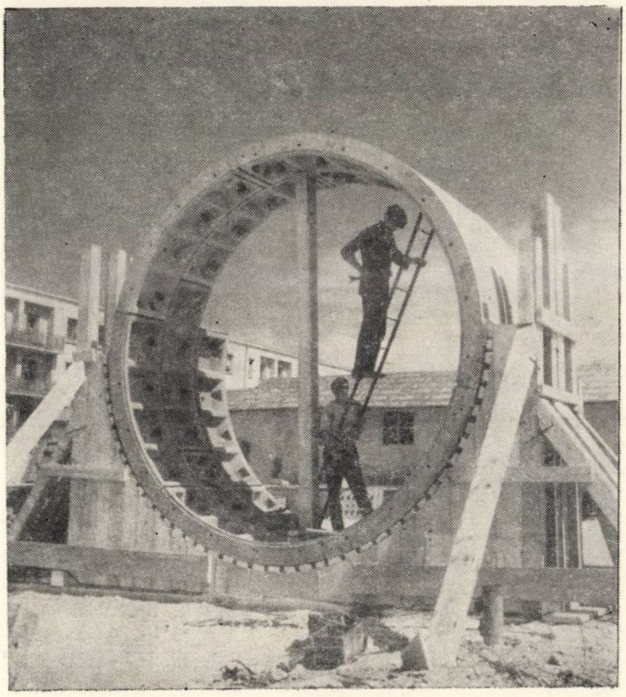
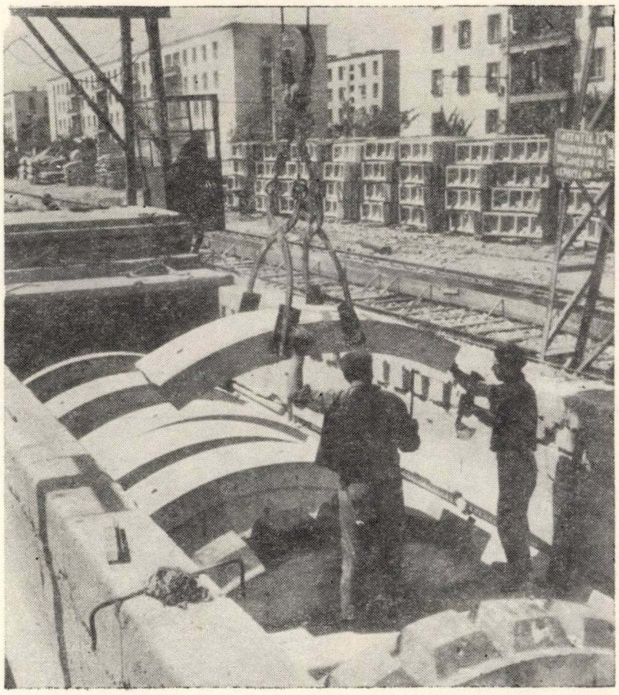


Fig. 16. Decofrarea bolțarilor



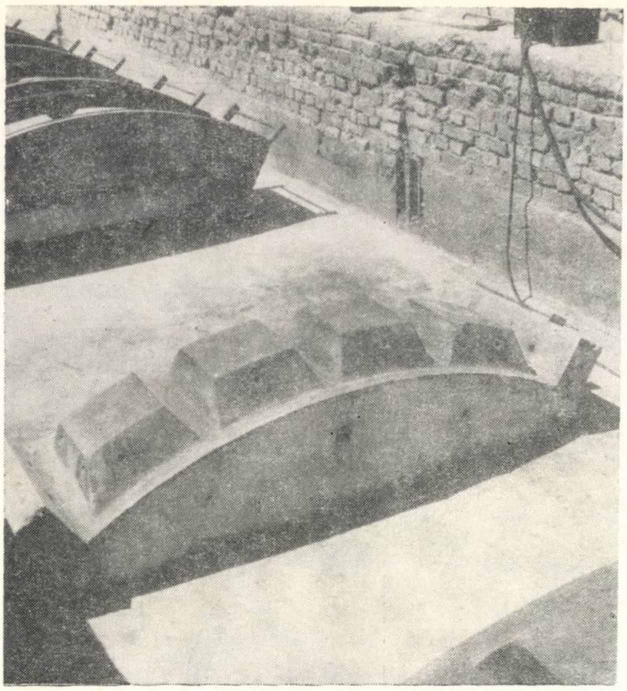


Fig. 17. Tipar de bolţar nervurat din beton mozaicat

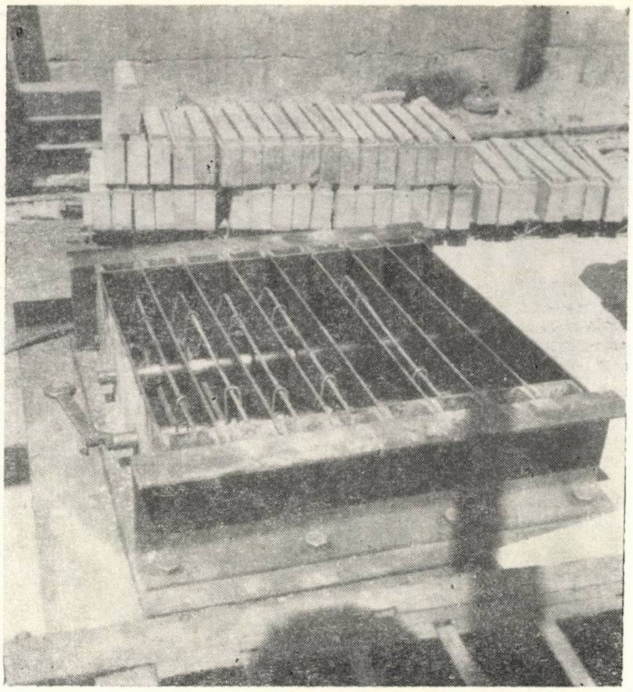


Fig. 19. Tipare de bolţari cheie

Pentru terenuri cu apă subterană sînt necesari bolţari, la care trebuie luate măsuri speciale de etanşare (din material plastic, cimenturi sau materiale speciale etc.) şi evitarea oricăror fisuri în bolţari în procesul de montare şi avansare.

MATERIALELE UTILIZATE

Materialele cele mai des folosite sînt fonta, oţelul şi betonul. La alegerea materialului intervin în primul rînd factorii tehnico-economici. Bolţarii metalici se utilizează în general la presiuni mari de teren şi în condiţiile de apă subterană. Bolţarii metalici permit etanşări mai bune decît cele de beton contra infiltraţiilor de apă subterană. Prin prelucrarea fiecărui segment în parte, mai ales la rosturile transversale, se obţin toleranţe foarte mici. Datorită greutăţilor mai mici şi exactităţilor mai mari, în ceea ce priveşte dimensiunile geometrice, productivitatea la bolţarii de fontă creşte cu aproape 10% [8].

Prin dezvoltarea bolţarilor nervuraţi de fontă sau oţel, utilizaţi în trecut pe scară largă, s-a trecut treptat la bolţari nervuraţi din beton armat. În U.R.S.S. se consumau în trecut pentru construcţia metrourilor [8] circa 200 000 t fontă pe an. S-a reuşit să se reducă cantitatea de metal cu aproape 88%, prin utilizarea bolţarilor de beton ceea ce a avut ca urmare şi reducerea costului investiţiilor cu 15–25%.

Utilizarea bolţarilor metalici pune şi probleme deosebite de protecţie contra coroziunii, acestea avînd aspecte diferite la adîncimi de îngropare mai mici sau mai mari [4].

Fig. 18. Tipare de bolţari pregătite pentru betonare

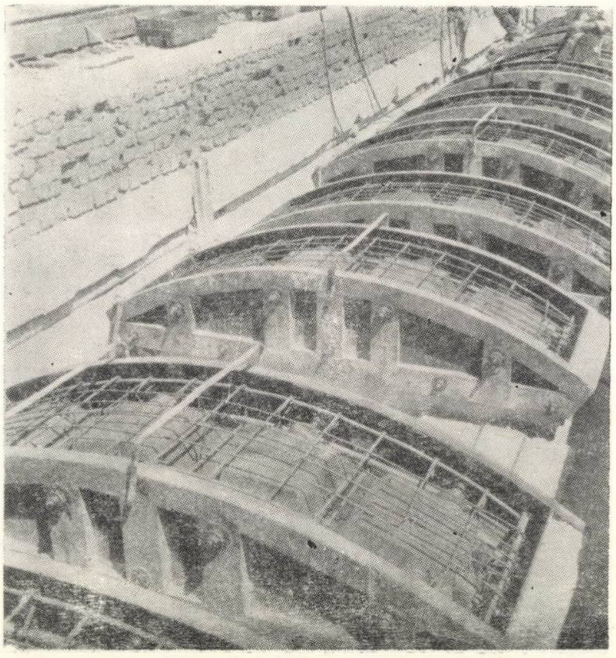
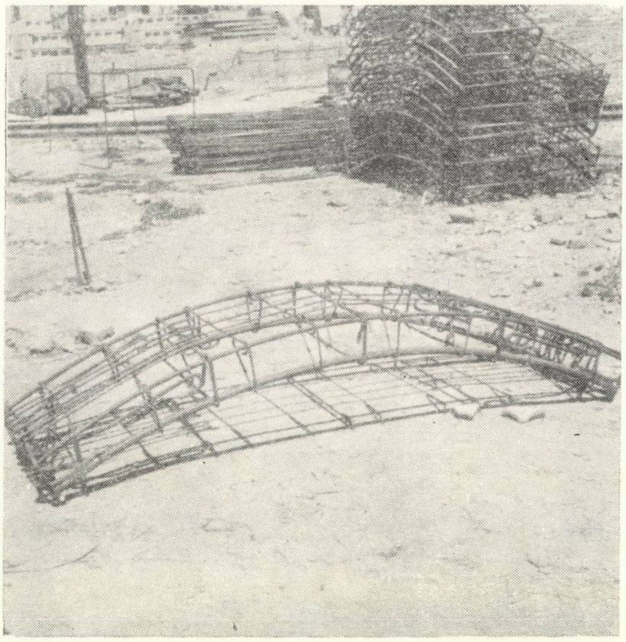


Fig. 20. Carcasa de armătură



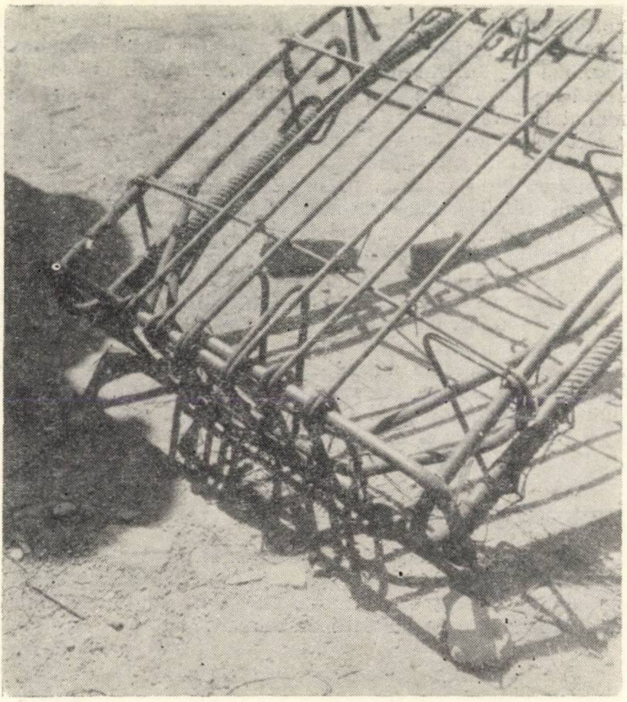


Fig. 21. Armarea nervurii de capăt

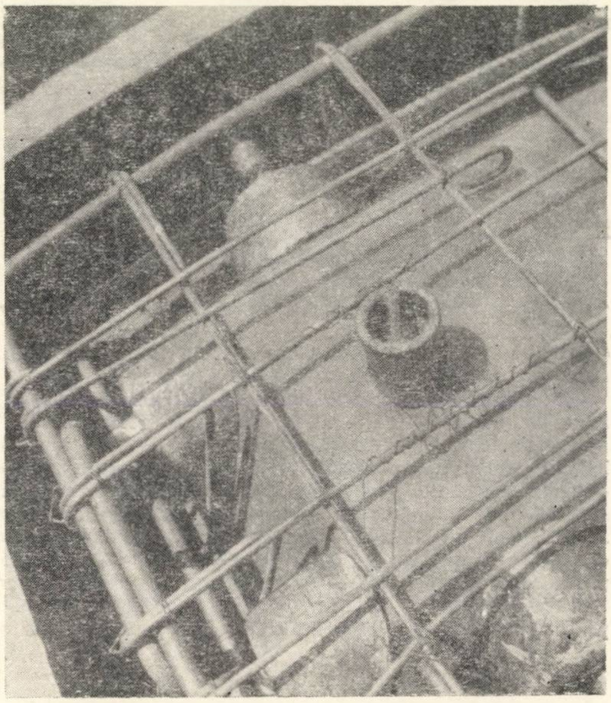


Fig. 22. Detalii de armare și prinderea piesei necesare pentru lăsarea găurilor de la injecție. Se retrage după 1–2 ore de la turnare

TIPURI DE BOLȚARI

În continuare sînt arătate cîteva din cele mai uzuale tipuri de bolțari utilizate la căptușelile prefabricate din beton sau beton armat pentru tunele executate cu scutul mecanic. După cum se poate vedea, forma și dimensiunile bolțarilor prefabricați sînt din cele mai variate. Se observă totuși o tendință de simplificare a formei lor, aceasta putîndu-se obține numai după mulți ani de experiență și încercări repetate asupra elementelor în parte, cît și pe ansamblu la scară naturală. Astfel forma denumită cu opt laturi, utilizată în trecut și chiar și în ultimii ani (1953—1958) în Uniunea Sovietică, pentru metroul din Kiev, are 12 suprafețe plane (fig. 8), ceea ce reprezintă un număr excesiv de mare de laturi. Pentru acest caz și schema de calcul este foarte greu de ales, datorită numărului mare de laturi și de transmiteri de eforturi prin acestea. Din experiență [6] a rezultat că montajul unei astfel de cămășuieli nu se poate efectua fără spargerea și ajustarea bolțarilor pe suprafețe înclinate la fața locului. Este clar, că principala cauză a ajustării bolțarilor o constituie dimensiunile neprecise ale acestora. Chiar și la dimensiuni ideale, datorită greutății proprii la montaj (după închiderea inelului), poziția relativă a fețelor se modifică într-o oarecare măsură, fiind necesare spargeri locale care întîrzie mult procesul de avansare.

Săparea tunelului cu această căptușeală din bolțari în formă de opt reprezintă exemplul cel mai caracteristic dintre lipsa de legătură între soluția constructivă a căptușelii și metoda de montare. Din această cauză metoda calculului static la acest gen de bolțari nu a fost elaborată încă pînă astăzi [6].

De asemenea racordările complicate între bolțari (sub formă de nut și feder) complică simțitor confecționarea bolțarilor [5]. Prezența acestor nervuri pe laturile bolțarilor, pe lîngă scăderea rezistenței betonului, duce și la deteriorarea lor în procesul de montare și avansare.

În ultimii ani există tendința de execuție a bolțarilor de forme cît mai simple cu racordarea lor pe suprafețe netede. Aceasta duce la avantaje foarte mari în ceea ce privește execuția lor.

La alegerea grosimii bolțarilor din beton sau beton armat trebuie avute în vedere încărcările statice, la care este supus inelul de bolțari, modul de montaj, forța de avansare transmisă prin prese asupra acestora, calitatea betonului și posibilitățile de realizare a unor forme geometrice impuse prin proiect cît mai exacte (toleranțe cît mai mici).

Pentru adîncimi de îngropare pînă la 15—16 m se poate admite grosimea bolțarilor (tabela 1) bazată pe experiența construcției tunelelor cu scutul mecanic [5] din Uniunea Sovietică.

În funcție de experiența și posibilitățile de realizare a bolțarilor, în diverse țări, cifrele de mai sus pot fi mai mici sau mai mari.

În tabela 2 se dau caracteristicile bolțarilor utilizați în Uniunea Sovietică, în tabela 3, cele din România și Belgia

Fig. 23. Piesă de capăt pentru susținerea tijelor prin care se realizează găurile în nervură pe direcția transversală

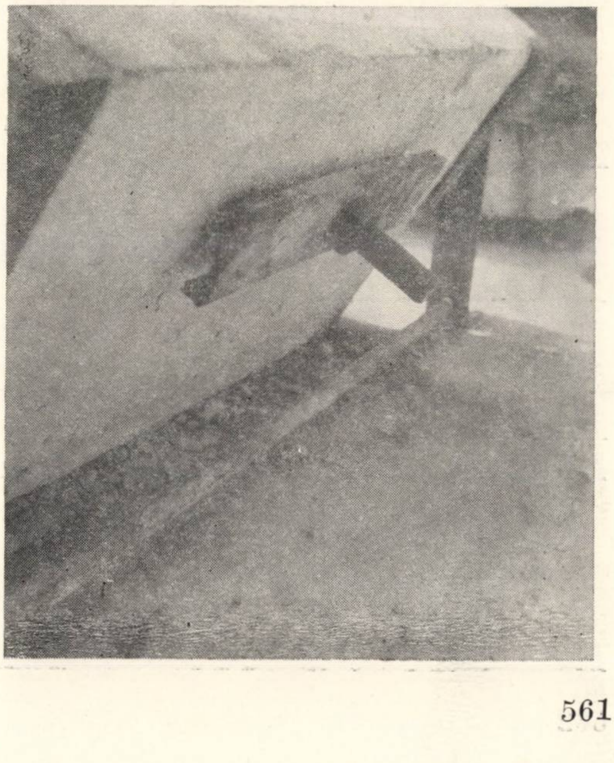


Tabela 1

Diametrul scutului (m)	Grosimea bolţarilor (cm)	Material
1,5	10–13	ceramică, beton
2,0	12–17	ceramică, beton
2,5	14–20	beton, beton armat
3,0	16–22	beton, beton armat
3,5	18–25	beton, beton armat

(pentru o lucrare de circa 3 km), iar în tabela 4, bolţarii nervuraţi ai firmei Kinnear Moodie Londra – Anglia.

Una din experienţele cele mai vaste în domeniul execuţiei bolţarilor o are firma „Kinnear Moodie and Company Ltd" – Anglia, care a produs pînă în prezent diverse tipuri de bolţari pentru tunele executate cu scutul mecanic. Printre cele mai răspîndite forme este cea de bolţari nervuraţi din beton armat asamblat prin buloane şi bolţari plini din beton simplu, denumiţi „Rapid". Printre tipurile de bolţari plini din beton simplu se deosebesc în principiu două variante : una care se montează sub tola de protecţie a scutului (diametrul interior pînă la 2,44 m) şi susţinută de profile metalice pe durata de montaj pînă la injecţii, prinse cu buloane de bolţari (fig. 11) şi altă variantă de bolţari presaţi pe pămînt (expandaţi), montaţi fără tolă de protecţie direct pe pămînt (fig. 5 şi fig. 6). Ultimele două tipuri „H" şi „M H" se utilizează la metroul din Londra „Victoria Line" şi sînt montaţi numai în terenuri coezive ; avînd în vedere că se montează direct pe pămînt, fiind în acelaşi timp şi presaţi spre exterior, nu necesită injecţii. Consumul de metal este extrem de redus (armături de siguranţă, pene metalice etc.).

Dimensiunile reduse ale acestor tipuri (grosime 15,24 cm la un diametru interior de 3,81 m fig. 5, 6 şi fig. 12, 13) se datoresc faptului că bolţarii se realizează cu toleranţe extrem de reduse : în lungimea bolţarului, de-a lungul perimetrului ± 0,39 mm transversal pe bolţar, în lungul tunelului, ± 0,79 mm [3], iar în grosime ± 1,58 mm. La fiecare 700 de bolţari turnaţi, se fac probe cu ajutorul ultrasunetelor, apoi sînt încercate la rupere într-un inel special. Zilnic un inel din fiecare tip este asamblat şi verificat la toate dimensiunile geometrice. Dimensiunile exacte ale bolţarilor s-au putut realiza şi datorită unor tipare metalice sau matriţe de beton cu agregate dure, perfect prelucrate.

EXECUTAREA ÎMBINĂRILOR

Îmbinările între bolţari constituie un element căruia trebuie să i se dea cea mai mare atenţie. Va trebui împiedicat cel puţin pe una din direcţii, fie cea transversală, fie cea longitudinală, deplasarea unui bolţar faţă de celălalt.

Tabela 2

Bolţari prefabricaţi de beton armat din Uniunea Sovietică

Nr. crt.	Tipul de bolţar	Diametrul (m)		Lăţime inel (cm)	Grosime bolţari (cm)	Număr bolţari pe inel	Tipuri diferite de bolţari pe inel	Greutate (tone)		Beton şi oţel pe 1 m de tunel	
		Diam. ext.	Diam. int.					Pe bolţar	Pe inel	Beton (m³)	Oţel inclusiv buloane (kg)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1.	Bolţari mari plini	8,2	7,2	75	50	4	4	4,8	20,3	11,1	2 110
2.	Bolţari plini cu 8 laturi	6	5,4 (5,3)	100	30 (35)	6	1	∼1,9	∼11,4	∼5,36	∼825
3.	Bolţari plini dreptunghiulari	6,1	5,6	100	25	10	1	1,15	11,5	4,6	540
4.	Bolţari plini dreptunghiulari	5,7	5,1	100	30	6	3	2,1	12,6	5,04	621
5.	Bolţari plini cu buloane	6,0	∼5,4	100	∼30	5	3	3,74	13,4	5,0	1 017
6.	Bolţari nervuraţi (cu nerv. int.)	5,5	5,1	100	20	10	3	∼0,59	∼6,0	2,25	∼650
7.	Bolţari nervuraţi (fără nerv. int.)	5,5	5,1	100	20	10	3	0,56	∼5,7	2,14	504
8.	Bolţari nervuraţi întăriţi	6,0	5,1	100	45	9	3	1,76	16,25	6,51	1 237
9.	Bolţari plini cu cămăşuială interioară	6,5	5,5	75	50	12	1	1,39	16,7	9,42	510

Tabela 3

Bolţari prefabricaţi de beton şi beton armat din România şi Belgia

Nr. crt.	Tipul de bolţar	Diametrul (m)		Lăţime inel (cm)	Grosime bolţari (cm)	Număr de bolţari pe inel	Tipuri diferite de bolţari pe inel	Greutate (tone)		Beton şi oţel pe 1 m de tunel	
		Diam. ext.	Diam. int.					Pe bolţar	Pe inel	Beton (m³)	Oţel (inclusiv buloane)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1.	Bolţari plini trapezoidali cu nut şi feder (România)	3,00	2,50	50	25	10	1	0,27	2,7	2,16	220
2.	Bolţari nervuraţi (România)	4,05	3,65	60	20	7	3	0,44	2,65	1,7	350
3.	Bolţari plini trapezoidali cu feţe plane (Executaţi în Belgia de firma S.A. Foraky)	3,988	3,530	61	22,9	12	2	0,39	4,3	2,7	—

Legăturile în cazul fețelor de contact plane se pot realiza cu buloane sau dornuri.

În cazul fețelor de contact curbe, cep și buză sau nut și feder, este necesar să se țină seamă de modul de montare a bolțarilor, sub tola de protecție a scutului sau direct pe pămînt.

Din punct de vedere al transmiterii eforturilor, suprafețele de contact cilindrice au marele avantaj că sarcina axială se transmite prin fibra medie, deoarece punctul de contact între bolțari este în mijlocul secțiunii.

Fețele de contact realizate prin suprafețe plane nu permit transmiterea eforturilor interioare (forțe axiale) în condiții optime.

Astfel, sarcina axială se transmite totdeauna prin marginea comprimată a secțiunii. Secțiunile de beton trebuie astfel dimensionate, încît să existe posibilitatea de a prelua compresiunile locale mari, cît și erorile de montaj ale bolțarilor [7]. Cu cît numărul de elemente dintr-un inel este mai mic cu atît eforturile de încovoiere a bolțarilor sînt mai mari. Dacă se vor utiliza bolțari din beton simplu, numărul de elemente este mai mare (în general mai mare ca 10). La un inel realizat din bolțari nervurați, avînd un diametru de 6,0 m, o grosime de bolțari de 20 cm și opt bolțari pe un inel [7], la o tasare la cheie cu 6 cm, corespunde o deplasare pe orizontală de 6 cm.

Deschiderea rosturilor la cheie și radier este de 2 mm, la nașteri de + 2 mm, iar la 45° de 1,6 m. Asemenea deformații nu trebuie în nici un caz neglijate. Pentru evitarea acestor concentrări de eforturi, la rosturi, se introduc materiale sub formă de foi cu un modul E redus, în grosime de 1—5 mm

Tabela 4

Bolțari prefabricați nervurați din beton armat executați de firna Kinnear Moodie și Co. Londra — Anglia

Nr. crt.	Diametru		Lățime	Grosime bolțar	Număr de bolțari pe inel			Buloane pe inel (dimensiuni în țoli)					Beton			Greutate
	exterior	interior			Normal	Adiacent la cheie	Cheie	Ø	Longitudinal și trans.		Cheie		pe buc (N)	pe inel	pe m	pe buc (N)
	(m)	(m)	(m)	(cm)	N	A	C		buc.	Lungime	buc.	Lungime	(m³)	(m³)	(m³)	(kg)
1	1,78	1,52	0,61	13	3	2	1	$^3/_4''$	18	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,049	0,246	0,404	128
2	1,93	1,68	0,61	12,5	3	2	1	$^3/_4''$	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,058	0,290	0,476	151
3	2,01	1,75	0,61	13	3	2	1	$^3/_4''$	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,060	0,300	0,592	156
4	2,08	1,83	0,61	12,5	3	2	1	$^3/_4''$	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,063	0,313	0,514	164
5	2,21	1,96	0,61	12,5	3	2	1	$^3/_4''$	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,066	0,330	0,541	172
6	2,44	2,13	0,61	15,5	3	2	1	$^7/_8''$	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,094	0,467	0,766	244
7	2,51	2,21	0,61	15	3	2	1	$^7/_8''$	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,098	0,487	0,802	255
8	2,59	2,29	0,61	15	3	2	1	7/8″	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,102	0,510	0,835	265
9	2,74	2,44	0,61	15	3	2	1	7/8″	23	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,111	0,550	0,910	289
10	2,90	2,59	0,61	15,5	4	2	1	$^7/_8''$	28	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,093	0,560	0,920	242
11	3,05	2,74	0,61	15,5	4	2	1	$^7/_8''$	28	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,094	0,565	0,930	244
12	3,20	2,90	0,61	15	4	2	1	$^7/_8''$	28	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,099	0,592	0,970	257
13	3,35	3,05	0,61	15	4	2	1	$^7/_8''$	28	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,103	0,620	1,020	268
14	3,66	3,35	0,61	15,5	4	2	1	$^7/_8''$	34	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,114	0,684	1,120	296
15	3,96	3,66	0,61	15	4	2	1	$^7/_8''$	34	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,118	0,710	1,170	307
16	4,27	3,96	0,61	15,5	5	2	1	$^7/_8''$	40	6″ — 7″	2	$9^1/_2''-10''$	0,104	0,728	1,190	270
17	4,42	4,11	0,61	15,5	5	2	1	$^7/_8''$	40	$7^1/_2''-8^1/_2''$	2	11″ —12″	0,118	0,825	1,360	307
18	4,57	4,27	0,61	15	6	2	1	$^7/_8''$	38	$7^1/_2''-8^1/_2''$	2	11″ —12″	0,113	0,907	1,490	284
19	4,78	4,42	0,61	18	7	2	1	$^7/_8''$	43	$7^1/_2''-8^1/_2''$	2	11″ —12″	0,128	1,150	1,890	333
20	4,93	4,57	0,61	18	7	2	1	$^7/_8''$	43	$8^1/_2''-9^1/_2''$	2	11″ —12″	0,132	1,190	1,950	344
21	5,71	5,28	0,61	21,5	8	2	1	$1^1/_8''$	48	$9^1/_2''-10^1/_2''$	2	$13^1/_2''-14^1/_2''$	0,166	1,655	2,710	431
22	5,94	5,49	0,61	22,5	8	2	1	$1^1/_8''$	48	$9^1/_2''-10^1/_2''$	2	$13^1/_2''-14^1/_2''$	0,184	1,840	3,020	478
23	6,27	5,79	0,61	24	9	2	1	$1^1/_8''$	53	$9^1/^{1\prime\prime}-10^1/_2''$	2	$13^1/_2''-14^1/_2''$	0,176	1,930	3,160	457

NOTĂ. Lungimea bulonului este variabilă avînd în vedere că se montează cu sau fără garnitură și chiar 20 mm [7]. În cazul în care se realizează bolțari cu toleranțe mici s-a putut evita introducerea materialelor suplimentare între rosturi. O spoială de bitum aplicată înainte de montare a fost suficientă [7].

După cum s-a arătat la capitolul generalități, în prezent se lucrează la un canal colector, avînd diametru de 4,15 m exterior și 3,65 m interior (nefinisat). Sistemul de bolțari folosit este cel cu nervuri (fig. 14). Pe un inel de 60 cm lungime se montează 4 + 2 + 1 bolțari. Betonul marca B 500 se toarnă în tipare din beton, mozaicate, avînd capetele de metal (10 mm grosime) și lateralele din lemn sau metal.

Lateralele din lemn au fost înlocuite în ultimul timp cu lateralele metalice care sînt superioare acestora. Pentru a grăbi procesul tehnologic bolțarii au fost etuvați. Cantitatea de ciment folosită este de 500 kg/m^3 beton. Toleranțele realizate pe direcția longitudinală a bolțarilor au fost pînă la 2 mm.

În figurile 15 pînă la 23 se pot vedea bolțarii, tiparele de beton, armături și o serie de detalii de execuție a acestora.

Înainte de producția în serie s-au efectuat încercări de fotoelasticitate, pe bolțari în pante cît și pe inele de ansamblu (în teren la scara naturală). Prin aceste încercări s-a putut constata că față de condițiile de teren, adîncimea de îngropare și condițiile de realizare și montaj ale bolțarilor, mai există încă rezerve în ceea ce privește capacitatea portantă a inelului realizat din bolțari de 20 cm grosime. În prezent există preocuparea de a reduce dimensiunile bolțarilor nervurați pentru a putea fi cît mai aproape de condițiile de exploatare cît și realizarea unui alt tip de bolțar din beton simplu care se va monta numai în teren argilos.

CONCLUZII

Cămășuiala de rezistență, executată din bolțari prefabricați la un tunel realizat cu scutul mecanic, constituie elementul de bază prin care se pot realiza economii importante la investiția lucrării. Alegerea judicioasă a tipului de bolțar, cunoașterea exactă a naturii terenului și realizarea unor bolțari de calitate și cu dimensiuni geometrice cît mai exacte constituie mijloacele principale de executare a unor bolțari eficienți.

De asemenea, evitarea formelor și fețelor de contact complicate (dintre bolțari) constituie un mijloc de simplificare a tehnologiilor de fabricație a bolțarilor și în același timp de execuție cît mai exactă a acestora.

La orice tip nou de bolțar este necesar să se facă încercări, în parte și pe ansamblu la scară naturală, la care se va ține seamă de condițiile reale de montaj (deformații inițiale, manipulare, avansare utilaj etc.), verificînd toate ipotezele de calcul avute în vedere la proiectarea lor.

După trecerea la executare în serie a bolțarilor se vor verifica periodic, în afara rezistențelor materialului, dimensiunile geometrice pe element și pe ansamblu, pentru a evita orice surpriză la montarea și exploatarea lor.

Bibliografie

[1] Ianus D., Krestel H. : *Aspecte din experiența executării cu scutul mecanic a unui canal colector din București.* Rev. Hidrotehnica, Gospodărirea Apelor, Meteorologia nr. 5, mai 1965.

[2] . . . : Kinnear Moodie (Concrete) Ltd. (broșură)

[3] . . . : *Kinnear Moodie and Company Ltd. Britain Builds for City Transport.* Kinnear Moodie, International Exhibition of Transport and Comucation, Munich, 1965.

[4] Merlcel G. ș. a. : *Die Verwandung des gusseisernem Tübbings im Tunnelbau.* Die Bautechnik nr. 2, februarie 1967.

[5] Mones I. M. : *Metode de construcție a lucrărilor comunale cu scutul mecanic* (limba rusă). Ed. a II -a prelucrată și adăugită, Moscova, Ed. Uniunea gospodăriei comunale a R.S.F.S.R., 1959.

[6] Orlov S.A. : *Metode de calcul static al căptușelilor de tunele prefabricate din beton armat* (lb. rusă). Moscova, Editura de Stat pentru Literatura Construcțiilor, Arhitecturii și Materialelor de Construcții, 1961.

[7] Spang I. : *Verformbare Anskleidungen bei bergmannisch hergestellten Hohlräumen.* Die Bautechnik nr.1, ianuar, 1967.

[8] Wagner H. : *Beton und Stahlbetontübbings im Tunnelbau.* Beton und Stahlbetonbau nr. 2, 3 — 1964.

Posibilități de utilizare a calculatorului electronic la întocmirea documentațiilor economice

Ing. A. Bistriceanu
I.P.B.

I. GENERALITĂȚI

Datorită posibilităților pe care le are, de a efectua în timp foarte scurt volume mari de calcule cu un înalt grad de complexitate și precizie, calculatorul electronic a devenit un instrument de lucru specific proiectării, utilizabil cu bune rezultate în toate domeniile : sistematizare, rezistență, rețele edilitare și, în special, la întocmirea documentațiilor economice și a proiectelor de organizare șantier, unde se impun automatizarea calculelor și aplicarea metodelor de cercetare operațională datorită existenței unor calcule simple dar repetate de un foarte mare număr de ori (calcule de deviz sau de stabilire a necesarului de materiale), cît și a unor situații în care trebuie să se realizeze optimizarea potrivit mai multor criterii de optimizare.

Alegerea problemelor pentru a fi soluționate prin procedee de calcul electronic se face în funcție de amploarea problemei și de capacitatea specifică pe care o are mașina pentru a rezolva problema respectivă, astfel ca să se realizeze în fiecare situație în parte o utilizare eficientă a calculatorului electronic, eficiența economică a utilizării exprimîndu-se în acest caz prin reducerea numărului de om-ore de calcul și, simultan, prin reducerea duratei de soluționare a problemei. Acest principiu s-a avut în vedere și la alegerea problemei prezentate în cele ce urmează.

II. PREZENTAREA LUCRĂRII DE PROGRAMARE ÎNTOCMITĂ PENTRU CALCULAREA DOCUMENTAȚIEI ECONOMICE

Necesitatea întocmirii acestui program a rezultat ca urmare a unui studiu prin care s-a cercetat metodologia și posibilitatea de proiectare a documentației economice cu ajutorul calculatorului electronic, cunoscîndu-se volumul uriaș de operațiuni aritmetice care trebuie efectuate în acest scop.

Prima etapă a lucrării o constituie prelucrarea și pregătirea datelor din catalogul de norme „C" de preț și materiale în vederea transpunerii lor într-o formă accesibilă calculatorului „cifric".

Aceasta este etapa de codificare.

A doua etapă a lucrării constă în găsirea algoritmului de calcul, adică acea succesiune de operații aritmetice și logice care descriu complet procesul uman de calcul.

Această descriere succesivă și precisă a întregului proces de calcul, transpusă în limbajul informațional al calculatorului, constituie însuși programul de elaborare a documentației economice.

Aceasta este etapa de programare propriu-zisă.

În cele ce urmează se prezintă succint principalele elemente ale etapei de codificare, ale articolelor și materialelor din normele de deviz „C". Pentru a le putea transpune pe suportul care urmează a fi citit de calculator : *„pe bandă"*, aceste elemente au fost exprimate cifric, adică au fost codificate numeric. Codificarea s-a efectuat în sistemul de numerație „octal", aceasta fiind legată de faptul că sistemul de introducere a datelor, utilizat de calculatorul CIFA-102 din I.P.B., este binar, iar conversiunea din octal în binal se realizează ușor, baza sistemului octo fiind putere întreagă a numărului 2 ($2^3 = 8$).

Deoarece numărul articolelor de deviz și al analizelor I.P.B. folosite la întocmirea documentației economice este de ordinul miilor, codul articolelor de deviz este un număr octal cu patru cifre. S-a parcurs catalogul C de normé, codificarea denumirii articolelor făcîndu-se succesiv în ordine crescîndă : CA1a1-0001, CA1a2-0002 ş.a.m.d. În continuare, denumirea literală a materialelor (bitum, carton asfaltat, ciment) s-a înlocuit cu un cod numeric, de ordinul a 2 cifre octale, numărul materialelor de construcţii luat în calcul în acest studiu fiind de ordinul zecilor. Denumirea articolelor exprimată în cod, preţurile unitare, denumirea materialelor exprimată în cod şi consumurile specifice de materiale constituie informaţiile fixe ale normelor de deviz „C". Ţinînd seamă de faptul că în total în normele „C" sînt peste 1 000 articole şi la fiecare articol numărul de informaţii fixe necesar de luat în calcul este de ordinul 15, totalul informaţiilor fixe cu care se lucrează este aproximativ de ordinul zecilor de mii, număr care depăşeşte capacitatea memoriei operative a maşinii (4 096 adrese).

De aceea pentru aceste informaţii fixe a fost necesar să se utilizeze o memorie externă simulativă, capabilă să facă automat transportul în bloc al datelor fixe necesare la calcularea unui deviz — din memoria externă în memoria operativă. Operaţia se repetă succesiv pentru fiecare articol de pe banda catalog. De reţinut că această memorie externă înmagazinează preţurile şi consumurile pe articole, pentru tot catalogul de normă „C".

La schema logică s-au folosit următoarele notaţii pentru informaţiile fixe :

- Codul articolului C; $1 \leqslant i \leqslant 1\,400$
- Codul materialului J_p; $1 \leqslant p \leqslant 53$
- Consumuri specifice gp
- Numărul codurilor de materiale şi consumurile specifice pe material Pf $f\max 12$
- Preţuri unitare (materiale, manoperă, utilaj) pM, pm, pu.

Datele de măsurătoare şi anume : indicativul codificat al articolului şi cantitatea constituie informaţiile variabile ale programului şi sînt trecute în memoria operativă la adrese succesive. Notaţiile folosite la schema logică pentru informaţiile variabile sînt :

- Codul articolului din măsurătoare Ck $1 \leqslant K \leqslant 400$
- Cantitatea din măsurătoare QK
- Rezultatele parţiale (totaluri parţiale) PM, Pm, Pu PT
- Sume pe verticală (total parţial sau total I) ΣPM, ΣPm, ΣPu, ΣPT
- Sume pe verticală (total II) $\Sigma' PM$, $\Sigma' Pm$, $\Sigma' Pu$, $\Sigma' PT$
- Total final $\Sigma'' PT$.
- Sume de materiale Σ_{qp}
- Corecţia produselor balastiere $\Sigma_a(\Sigma q_{45}, \Sigma_{46}, \ldots,$ x corecţie)
- Cota de aproxizionare $\Sigma PM \times 0{,}015$ Σb
- Anexa transport 7—8 Σc
- Cota de manipulare $\Sigma PM \times 0{,}016$ Σd
- Cheltuieli indirecte $\Sigma' Pm \times 0{,}85$ Σf
- Beneficiu $\Sigma' PT \times 0{,}01$ Σg
- Rotunjiri g.

În principal algoritmul problemei, aşa cum este prezentat amănunţit în schema logică, este următorul : se citeşte codul articolului din măsurătoare ; dacă este < 0, înseamnă că datele din măsurătoare au fost în întregime cercetate şi în această situaţie calculatorul trece la acea parte din program care rezolvă operaţiile de încheiere de deviz.

Codul negativ se introduce la sfîrşitul datelor de măsurătoare ca un consemn pentru calculator, acesta indicîndu-i trecerea necondiţionată la acea parte din program care rezolvă încheierea devizului. Dacă codul articolului citit din măsurătoare este > 0 se introduce din memoria externă primul articol din normele „C" (0001) cu tot pachetul de informaţii fixe aferent articolului respectiv.

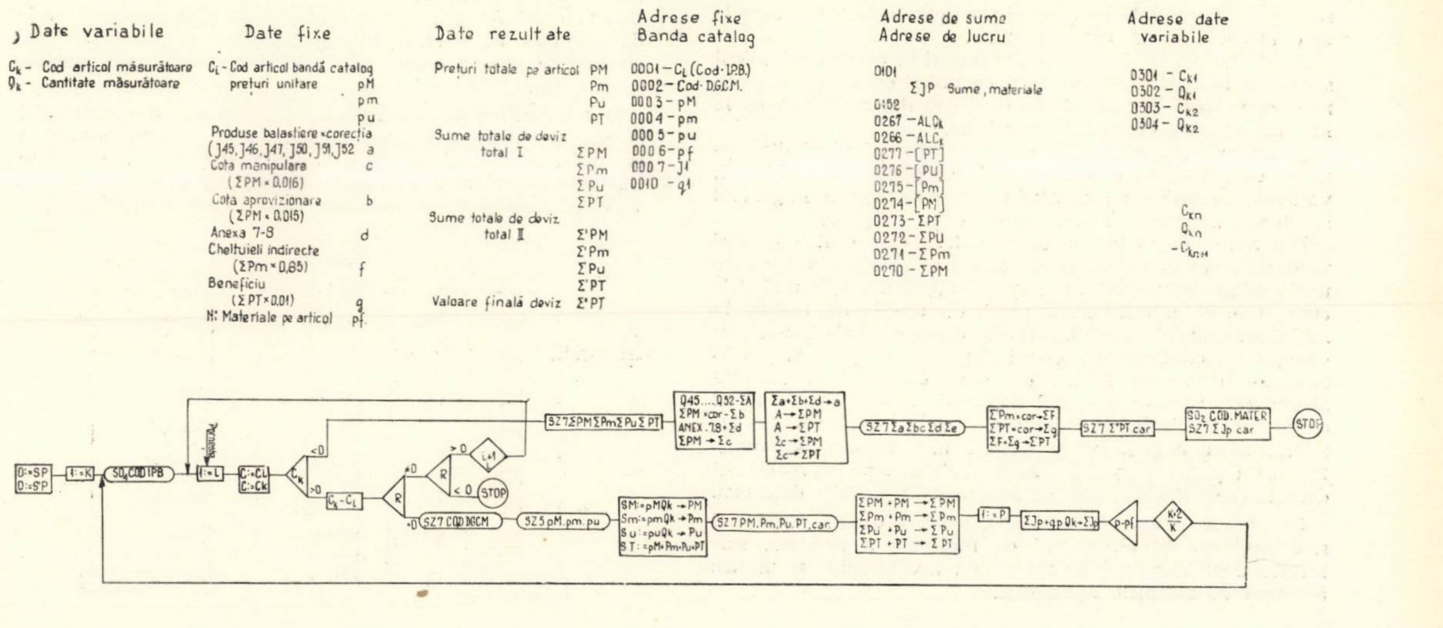
În vederea identificării codului articolului de catalog „C" cu codul articolului din măsurătoare „citit" se face o scădere între ele (cod măsurătoare — cod catalog). Dacă rezultatul scăderii este 0, adică cele două coduri coincid, se trece la calculul valoric şi al extrasului de materiale al articolului respectiv. Dacă rezultatul scăderii celor două coduri este 0, pot apărea două alternative pe care calculatorul le interpretează astfel : dacă rezultatul scăderii este > 0, ţinînd seamă că se scade codul articolului din catalog din codul articolului din măsurătoare, înseamnă că trebuie introdus articolul următor din memoria externă, operaţie care se repetă pînă se ajunge la coincidenţă de coduri, adică la rezultatul $= 0$ al celor două coduri.

Rezultatul scăderii < 0, maşina il interpretează ca eroare de maşină (greşeală) şi reia calculul de la început. Această operaţie în limbaj obişnuit înseamnă că informaţiile fixe din memoria externă, privind articolul respectiv, au fost introduse greşit şi anume, transportul de date din memoria externă s-a efectuat mai înainte de a fi citit codul articolului respectiv din măsurătoare.

După terminarea programului de calcul şi de scriere a părţii valorice, inclusiv încheierea de deviz cu calculul cotei de manipulare şi aprovizionare cu anexa de transport 7—8, cheltuieli indirecte şi rotunjirea, se trece la partea extrasului de materiale.

Programul pentru extrasul de materiale caută să rezolve pe lîngă calculul exact şi o redactare cît mai apropiată de cea în care este prezentat în documentaţia economică extrasul de materiale. Calculatorul citeşte în ordine succesivă adresele de sume de materiale, identifică codul materialului,

Fig. 1


Date variabile
C_k - Cod articol măsurătoare
Q_k - Cantitate măsurătoare
Date fixe
C_i - Cod articol bandă catalog
preţuri unitare pM
pm
pu
Produse balastiere ×corecţia
(J45, J46, J47, J50, J51, J52 a
Cota manipulare c
(ΣPM × 0,016)
Cota aprovizionare b
(ΣPM × 0,015)
Anexa 7-8 d
Cheltuieli indirecte
(ΣPm × 0,85) f
Beneficiu
(ΣPT × 0,01) g
N: Materiale pe articol pf
Date rezultate
Preţuri totale pe articol PM
Pm
Pu
PT
Sume totale de deviz
total I ΣPM
ΣPm
ΣPu
ΣPT
Sume totale de deviz
total II Σ'PM
Σ'Pm
Σ'Pu
Σ'PT
Valoare finală deviz Σ"PT
Adrese fixe
Banda catalog
0001 — C_i (Cod·I.P.B.)
0002 — Cod·D.G.C.M.
0003 - pM
0004 - pm
0005 - pu
0006 - pf
0007 - J1
0010 - q1
Adrese de sume
Adrese de lucru
0101
ΣJP Sume, materiale
0152
0267 — ALQ_k
0266 — ALC_k
0277 - [PT]
0276 - [PU]
0275 - [Pm]
0274 - [PM]
0273 - ΣPT
0272 - ΣPU
0271 - ΣPm
0270 - ΣPM
Adrese date
variabile
0301 - C_k1
0302 - Q_k1
0303 - C_k2
0304 - Q_k2
C_kn
Q_kn
-C_kn+1
D:=SP
D:=S'P
I:=K
SO_1 COD IPB
Pornește
I:=L
C:=Ci
C:=Ck
C_k
<0
>0
C_k - C_i
R
≠0
=0
R
>0
<0
i+1
L
STOP
SZ7 ΣPM ΣPm ΣPu ΣPT
Q45....Q52-ΣA
ΣPM ×cor - Σb
ANEX.7.8 + Σd
ΣPM → Σc
Σa+Σb+Σd → a
A → ΣPM
A → ΣPT
Σc → ΣPM
Σc → ΣPT
SZ7 Σa Σbc Σd Σe
Σ'Pm × cor → ΣF
Σ'PT × cor → Σg
ΣF+Σg → Σ'PT
SZ7 Σ'PT car
SO_2 COD. MATER
SZ7 ΣJp car
STOP
SZ7 COD DGCM
SZ5 pM. pm. pu
SM:=pMQk → PM
Sm:=pmQk → Pm
Su:=puQk → Pu
ST:=pM+Pm+Pu+PT
SZ7 PM. Pm. Pu. PT. car.
ΣPM + PM → ΣPM
ΣPm + Pm → ΣPm
ΣPu + Pu → ΣPu
ΣPT + PT → ΣPT
I:=P
ΣJp+gpQk → ΣJp
p-pf
K+2
K

îl scrie, în continuare, citeşte cantitatea corespunzătoare codului respectiv şi o scrie. Important este faptul că programul prevede scrierea numai a materialelor la care cantităţile sînt 0.

O problemă dificilă în întocmirea programului a fost partea de scriere, deoarece s-a contat să se respecte forma actuală de prezentare a documentaţiei economice. În mare parte programul rezolvă această dificultate, calculul unui articol de deviz fiind pus în pagină la fel ca şi la devizele calculate manual.

În plus programul prevede calcularea şi scrierea pentru 15 articole de deviz, cît pot încăpea pe o pagină, inclusiv scrierea totalului pe pagină pentru cele 15 articole, după care se calculează succesiv în acelaşi mod grupe de 15 articole pînă la terminarea devizului. În felul acesta se obţin şi totalurile pe pagină.

Programul s-a verificat la un deviz de opt articole, la care s-a calculat atît partea valorică, inclusiv încheierea de deviz, cît şi extrasul de materiale. Durata totală în care s-a efectuat întreg programul a fost de 7'30''.

Defalcaţi pe operaţii, timpii cronometraţi au fost :

— Citirea unui articol 5'' 5'' × 8 = 40''
— Calculul unui articol 15'' 15'' × 8 =120''
Timpi cronometraţi pînă la total I deviz =160''
— Incheierea de deviz pînă la total II (corectare produse balastieră, cota de aprovizionare, anexa 7—8, cota de manipulare) =130''
Timpi cronometraţi pînă la total II deviz 290''
Cheltuieli indirecte, beneficiu, rotunjiri, total final 50''
Total timpi cronometrali pentru partea valorică a devizului 340''
Extrasul de materiale
Citirea unui material 1'' 1'' × 42 = 50''
Scrierea codului şi cantităţii pentru un material 5'' 5'' × 11 = = 60''
450'' = 7'30''

Durata de calcul pentru acelaşi deviz, necesară unui calculator uman, este de 9° exclusiv scrierea care în cazul calculului la maşina electronică este în întregime rezolvat. Desfăşurată pe operaţii, situaţia se prezintă astfel :

— Calculul valoric al unui articol 0,30° 0,30° × 8 — 2 °40'
— Extrasul de materiale al unui articol 0,20° 0,20° × 11 — 2°,20'
— Încheierea de deviz — 1°10'
— Anexa 7—8 9 × 0,78° — 7° 02'
12° 72'
Reducere 33% 4,20
Total ∼ 9°

Studiul prezentat avînd un pronunţat caracter metodologic, rămîne ca timpii necesari de calcul să se stabilească cu exactitate la etapa următoare.

Cronometrarea simultană a celor două metode (manuală şi la maşină), care se va face în etapa următoare, va evidenţia în şi mai mare măsură avantajele întocmirii documentaţiei economice la maşina electronică şi considerabile economii de om-ore realizate.

Calculul diafragmelor cu goluri cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice

Ing. V. Florian
I.P.B.

A. CONSIDERAŢII GENERALE

Din funcţiunea de contravîntuire a elementelor structurale (cadre sau diafragme) ale unei clădiri multietajate, acestea se încarcă cu forţele concentrate orizontale de nivel, care le sînt distribuite de către planşee.

Aceste forţe pot fi determinate numai în urma unui calcul spaţial al întregii structuri, deci nu pot fi cunoscute apriori, nici ca valoare globală (forţa tăietoare din secţiunea de la bază) şi nici ca variaţie pe verticală.

În majoritatea metodelor cunoscute de calcul al diafragmelor cu goluri, se consideră însă, ca o dată a problemei, variaţia pe înălţime a încărcării seismice a acestora, în general sub forma unor forţe liniar distribuite pe înălţime.

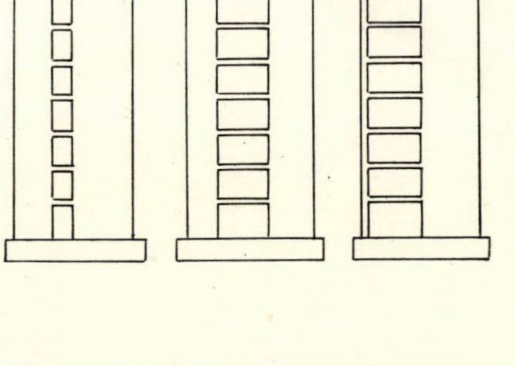
Din punct de vedere structural, legăturile dintre spaleţii verticali ai unei diafragme cu goluri se prezintă sub forma unei configuraţii discrete. În marea lor majoritate, în metodele cunoscute, se admite însă, printr-un proces de trecere la limită arbitrar, că aceste legături se realizează sub forma unei configuraţii continue (fie prin buiandrugi elementari juxtapuşi, fie printr-un mediu continuu deformabil). Această licenţă denaturează aspectul geometric al problemei, avînd ca implicaţie imediată identitatea deformatelor spaleţilor laterali (cu neglijarea unor infiniţi mici de ordin superior). Din acest punct de vedere, această situaţie nu se realizează decît în cazul diafragmelor cu un singur şir simetric de goluri.

Simplificările arătate mai sus, privind datele problemei sau introduse în algoritmul de rezolvare a acesteia, sînt menite doar reducerii la maximum a volumului de muncă necesară în calculele aplicative.

Existenţa în prezent a unor mijloace rapide de efectuare cu mare precizie a unor atari calcule face ca simplificările de genul celor de mai sus să apară astăzi ca anacronice. Aceasta cu atît mai mult, cu cît aproximaţiile care se introduc în acest fel sînt suprapuse în mod deliberat peste cele dictate însă de stadiul actual, întotdeauna incomplet, de cunoaştere, putînd reduce uneori pînă la pur formale soluţiile ce se obţin.

Din literatura de specialitate, se cunoaşte o lucrare [7] în care se expune calculul diafragmelor cu goluri, asimilate cu cadre multietajate, prin metoda eforturilor. Ecuaţiile obţinute sînt rezolvate cu ajutorul unui calculator electronic. Calculul coeficienţilor necunoscutelor, care umple complet

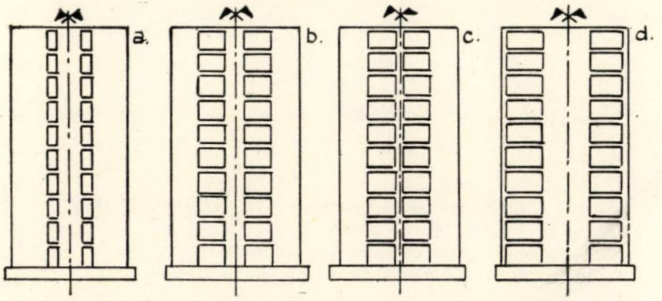
Fig. 1



matricea respectivă, rămîne în sarcina proiectantului şi nu se indică modul de luare în considerare a deformabilităţii din forfecare-lunecare a spaleţilor laterali.

În cele ce urmează, se indică un procedeu general de calcul al diafragmelor cu un singur şir nesimetric sau cu două şiruri simetrice de goluri, cu aceleaşi dimensiuni la diferitele niveluri (fig. 1 şi 2), dar pentru orice raport între rigidităţile spaleţilor verticali, pentru orice deschidere a golurilor şi pentru orice sistem de forţe orizontale.

Fig. 2



În procedeul de calcul expus mai jos, bazat pe metoda eforturilor, se iau în considerare deformaţiile din încovoiere, din forfecare-lunecare şi din întindere-compresiune ale elementelor verticale şi orizontale ale diafragmei.

Acest procedeu este conceput în vederea efectuării calculelor aplicative cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice. Prin încercări repetate, care pot fi organizate în tablouri, mecanizîndu-se astfel efectuarea lor, problema poate fi rezolvată şi prin mijloace uzuale, fără ca prin amploarea lor calculele respective să devină prohibitive.

B. IPOTEZE DE CALCUL

Calculul se face în stadiul elastic de deformare, în baza ipotezelor curent acceptate în mecanica construcţiilor, şi anume :

1 — omogeneitatea şi izotropia perfectă a materialelor utilizate ;

2 — ipoteza secţiunilor plane, pentru deformaţiile din încovoiere şi forţe axiale ;

3 — legea lui Hooke.

În scopul simplificării calculelor aplicative, s-au mai folosit aproximaţiile următoare :

a. Poziţia punctelor de inflexiune ale grinzilor de cuplare (buiandrugi) se admite a fi aceeaşi la toate nivelurile şi independentă de numărul de niveluri. În virtutea acestei aproximaţii, poziţia comună a punctelor de inflexiune ale tuturor buiandrugilor poate fi determinată separat, pentru o diafragmă cu aceleaşi caracteristici fizico-geometrice ca ale celei reale, dar cu un singur nivel.

De asemenea, datorită posibilităţilor insuficiente astăzi de investigaţii sau datorită dificultăţilor de a fi luate în considerare exact în calcule :

b. Se neglijează denivelările şi rotirile diferenţiate ale secţiunilor de încastrare în fundaţie ale spaleţilor verticali. Acceptarea acestei aproximaţii este justificată de existenţa în general a unei fundaţii comune celor doi (respectiv trei) spaleţi, de mare rigiditate, în lipsa unui teren foarte rigid de fundaţie.

c. Se neglijează deformaţiile din întindere-compresiune ale grinzilor orizontale. Această aproximaţie, curent admisă în mecanica construcţiilor, a permis să se considere că încărcarea orizontală a unei diafragme cu goluri se repartizează, la fiecare nivel, între spaleţii acesteia, în aşa fel încît eforturile axiale în buiandrugi să fie nule.

C. NOTAŢIILE CURENT UTILIZATE

E_D ; E_g — sînt modulii de elasticitate longitudinali ai materialelor din care sînt alcătuite elementele verticale (D), respectiv orizontale (g). Pentru diafragme din beton sau beton armat se poate lua :

$$E_D \simeq E_g ; \tag{1}$$

G_D ; G_g — modulii de elasticitate transversali. În cazul betonului sau betonului armat, se poate lua :

$$G_D \simeq G_g \tag{2}$$

şi, pentru luarea în considerare a fisurării (prin contracţie) buiandrugilor, cînd aceasta se poate produce, se recomandă (după INCERC) a se lua :

$$G_g \simeq 0{,}25\ G_D ; \tag{3}$$

$I_r (r=1,2)$; I_g — momentele de inerţie proprii ale celor doi spaleţi, (1) sau (2), respectiv ale buiandrugilor ;

I_D — suma momentelor de inerţie ale celor doi spaleţi :

$$I_D = \sum_r I_r \quad (r = 1,2) ; \tag{4}$$

$\eta_r\ (r=1,2)$ — ponderea momentelor de inerţie ale fiecărui spalet :

$$\eta_r = \frac{I_r}{I_D} \quad (r = 1,2) ; \tag{5}$$

$A_r (r=1,2)$ A_g — ariile secţiunilor transversale prin spaleţi, respectiv ale buiandrugilor ;

A_D — suma ariilor secţiunilor celor **doi** spaleţi :

$$A_D = \sum_r A_r \quad (r = 1,2) ; \tag{6}$$

$\alpha_r\ (r=1,2)$ — ponderea ariilor **celor** doi spaleţi :

$$\alpha_r = \frac{A_r}{A_D} \quad (r = 1,2) ; \tag{7}$$

ρ — un coeficient care exprimă raportul dintre rigidităţile la încovoiere ale buiandrugilor şi ale spaleţilor verticali :

$$\rho = \frac{E_g}{E_D} \cdot \frac{I_g}{I_D} \cdot \frac{h}{l} \tag{8}$$

unde :

h este distanţa dintre două niveluri consecutive, iar l este deschiderea de calcul a buiandrugilor :

$$l = d + 0{,}5\ c \tag{9}$$

unde :

d este lumina, iar c este înălţimea acestora ;

δ — un coeficient care introduce influenţa deformaţiilor din întindere-compresiune ale spaleţilor verticali :

$$\delta = \frac{I_D}{A_D \cdot l^2} ; \tag{10}$$

$\Delta_r (r=1,2)$; Δ_g — caracteristicile relative la forfecare ale celor doi spaleţi, respectiv ale buiandrugilor, avînd expresia :

$$\Delta_r = 60 \cdot \alpha \cdot \frac{E_D}{G_D} \cdot \frac{I_r}{A_r \cdot h^2} \quad (r = 1,2) \tag{11}$$

$$\Delta_g = 60 \cdot \alpha \cdot \frac{E_g}{G_g} \cdot \frac{I_g}{A_g\ l^2} \tag{12}$$

unde

α, avînd expresia :

$$\alpha = \frac{A}{I^2} \cdot \int_A \frac{S^2}{b^2}\, dA \tag{13}$$

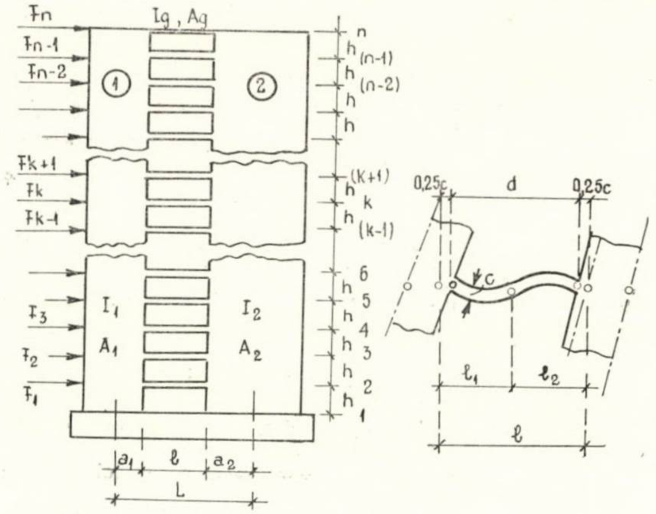
poate fi luat aproximativ pentru orice secţiune :

$$\alpha \simeq 1{,}2 ; \tag{14}$$

Δ_D — caracteristica relativă la forfecare a spăleţilor în ansamblu :

$$\Delta_D = 72\frac{E_D}{G_D}\cdot\frac{I_D}{A_D\cdot h^2}; \qquad (15)$$

Fig. 3



$\nu_r\ (r=1,2)$ — exprimă raporturile (fig. 3)

$$\nu_r = \frac{a_r}{l} \quad (r = 1,2); \qquad (16)$$

$\lambda_r\ (r=1,2)$ — exprimă raporturile (fig. 3)

$$\lambda_r = \frac{l_r}{l} \quad (r = 1,2) \qquad (17)$$

şi indică poziţia punctelor de inflexiune ale grinzilor orizontale ;

λ — exprimă raportul :

$$\lambda = \frac{l}{L}, \qquad (18)$$

unde :

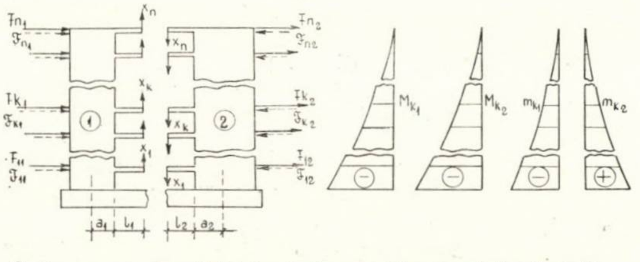
$$L = l + \sum_r a_r \qquad (19)$$

este distanţa dintre axele spaleţilor verticali.

D. STABILIREA PROCEDEULUI DE CALCUL

Se consideră un sistem de bază, obţinut prin secţionarea grinzilor orizontale în dreptul punctelor de inflexiune (fig. 4).

Fig. 4



În baza aproximaţiei (a) admise, poziţia punctelor de inflexiune poate fi determinată separat şi deci gradul de nedeterminare statică a sistemului se reduce la (2n + 1). Dintr-un calcul simplu [5], rezultă :

$$\lambda_1 = 0{,}5\cdot\frac{1+0{,}5\cdot\rho\cdot\left(\frac{\eta_1}{\lambda}-\nu_1\right)\cdot\sum\limits_r\frac{1}{\eta_r}}{1+0{,}25\cdot\rho\cdot\sum\limits_r\frac{1}{\eta_r}}$$

$$\lambda_2 = 1-\lambda_1. \qquad (20)$$

Conform aproximaţiei (c), la capetele grinzilor orizontale secţionate apar numai forţele necunoscute X_k, egale cu forţele tăietoare respective. De asemenea, încărcarea exterioară a celor doi spaleţi poate fi considerată că rezultă din suprapunerea a două sisteme de forţe şi anume :

a. Forţele :

$$F_{kr}\begin{cases}k = 1,2\ldots\text{n}\\ r = 1,2,\end{cases}$$

proporţionale cu rigidităţile la încovoiere ale spaleţilor :

$$F_{kr} = \eta_r\cdot F_k, \qquad (21)$$

unde F_k sînt forţele exterioare care acţionează asupra diafragmei la diferitele ei niveluri.

Momentele încovoietoare în elementele verticale ale sistemului de bază, încărcate cu forţele F_{kr}, sînt :

$$M_{kr} = \eta_r\cdot M_k, \qquad (22)$$

unde M_k sînt momentele încovoietoare la nivelurile k, pe diafragma reală, privită ca o consolă încastrată în fundaţie.

b. Forţele :

$$\mathcal{F}_{kr}\begin{cases}k = 1,2,\ldots,\text{n}\\ r = 1,2\end{cases}$$

necunoscute, îndeplinind condiţia :

$$\mathcal{F}_{k2} = -\mathcal{F}_{k1}. \qquad (23)$$

Momentele încovoietoare în elementele verticale ale sistemului de bază, din încărcarea cu aceste forţe, sînt :

$$m_{k2} = -m_{k1} = -m_k. \qquad (24)$$

Ca necunoscute static nedeterminate se aleg forţele X_k şi momentele încovoietoare (suplimentare) din spaleţi (m_k, $-m_k$).

Condiţiile de continuitate pot fi puse, în acest fel, separat pentru deplasările — pe orizontală şi pe verticală — ale capetelor grinzilor orizontale secţionate.

1. Condiţiile de continuitate a deplasărilor pe verticală se pun sub forma ecuaţiilor :

$$\delta_{k1}\cdot X_1+\delta_{k2}\cdot X_2+\ldots+\delta_{ki}\,X_i+\ldots$$

$$\ldots+\delta_{kk}\cdot X_k+\ldots+\delta_{kn}\cdot X_n+\Delta_{k0}=0,$$

$$\text{pentru } k = 1, 2, \ldots, n. \qquad (25)$$

Coeficienţii acestor ecuaţii, cu luarea în considerare a încovoierii, forfecării-lunecării şi întinderii-compresiunii, au expresiile (fig. 5) :

$$\delta_{ki} = \delta_{ik} = \frac{i}{E_D}\cdot h\cdot\sum_r\frac{(a_r+l\cdot\lambda_r)^2+i_r^2}{I_r} = i\cdot\frac{b}{E_D}(i<k)$$

$$\delta_{kk} = \frac{k}{E_D}\cdot h\cdot\sum_r\frac{(a_r+l\cdot\lambda_r)^2+i_r^2}{I_r}+$$

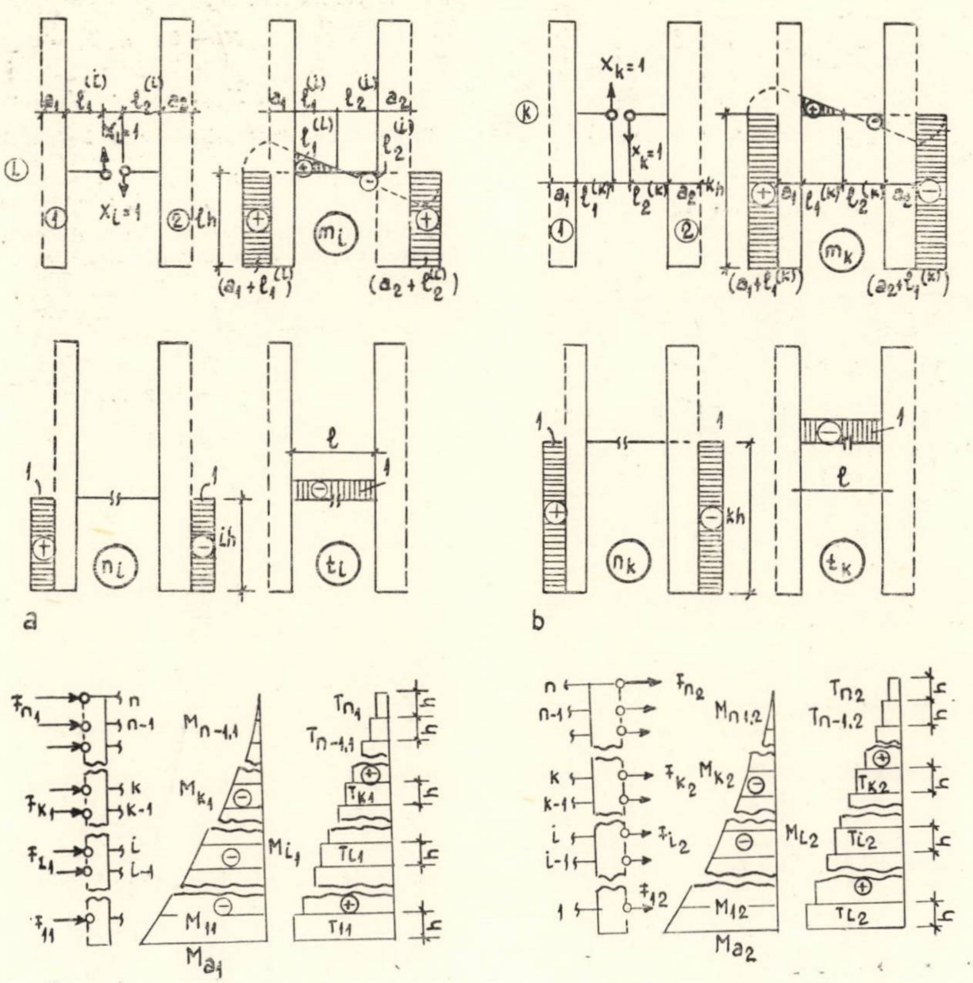
$$+\frac{l^3}{3E_g\cdot I_g}\left(1-3\lambda_1\cdot\lambda_2+\frac{\Delta_g}{20}\right) = k\cdot\frac{b}{E_D}+\frac{c}{E_g}, \qquad (26)$$

în care s-au notat :

$$b = h\cdot\sum_r\frac{(a_r+l\cdot\lambda_r)^2+i_r^2}{I_r}$$

$$c = \frac{l^3}{3I_g}\cdot\left(1-3\lambda_1\cdot\lambda_2+\frac{\Delta_g}{20}\right). \qquad (27)$$

Fig. 5



(L)
(K)
$X_i=1$
$X_k=1$
①
②
$l^{(i)}_1$
$l^{(i)}_2$
a_1
a_2
lh
kh
$(a_1+l_1^{(i)})$
$(a_2+l_2^{(i)})$
$(a_1+l_1^{(k)})$
$(a_2+l_1^{(k)})$
m_i
m_k
1
l
ih
n_i
t_i
n_k
t_k
a
b
F_{n1}
F_{k1}
F_{i1}
F_{11}
n
n-1
k
k-1
i
i-1
1
$M_{n-1,1}$
M_{k1}
M_{i1}
M_{11}
M_{a1}
T_{n1}
$T_{n-1,1}$
T_{k1}
T_{i1}
T_{11}
h
F_{n2}
F_{k2}
F_{i2}
F_{12}
$M_{n1,2}$
M_{k2}
M_{i2}
M_{12}
M_{a2}
T_{n2}
$T_{n-1,2}$
T_{k2}
T_{i2}
T_{12}

Termenii liberi ai ecuaţiilor de mai sus au expresiile:

$$\Delta_{k0}=\frac{h}{E_D}\cdot\sum_r\left\{\frac{a_r+l\cdot\lambda_r}{I_r}\cdot\left[\sum_r^k\overline{M}_{ir}+\frac{\overline{M}_{0r}-\overline{M}_{kr}}{2}+\right.\right.$$

$$\left.\left.+\frac{l\cdot\lambda_r}{a_r+l\cdot\lambda_r}\cdot\frac{\Delta_r}{60}\cdot(\overline{M}_{k-1,r}-\overline{M}_{kr})\right]\right\}=-\frac{d_k}{E_D}\quad(28)$$

unde, întrucît:

$$\begin{aligned}\overline{M}_{k1}&=\eta_1\cdot M_k+m_k\\ \overline{M}_{k2}&=\eta_2\cdot M_k-m_k,\end{aligned}\quad(29)$$

rezultă, după efectuarea calculelor:

$$d_k=-\frac{L}{I_D}\cdot h\ (A_k'+\lambda\cdot\varepsilon\cdot A_k''),\quad(30)$$

în care s-au notat:

$$A_k'=\sum_1^k M_i+\frac{M_0-M_k}{2}+\frac{\lambda_1\cdot\Delta_1+\lambda_2\cdot\Delta_2}{60}\cdot\lambda\cdot(M_{k-1}-M_k)$$

(31)

$$A_k''=\sum_1^k m_i+\frac{m_0-m_k}{2}+$$

$$+\frac{\lambda_1\cdot\Delta_1\cdot\dfrac{1}{\eta_1}-\lambda_2\cdot\Delta_2\cdot\dfrac{1}{\eta_2}}{60\cdot\varepsilon}\cdot(m_{k-1}-m_k)$$

precum şi:

$$\varepsilon=(\nu_1+\lambda_1)\cdot\frac{1}{\eta_1}-(\nu_2+\lambda_2)\frac{1}{\eta_2}.\quad(32)$$

Cu expresiile şi notaţiile de mai sus, ecuaţiile (25) devin:

$$\sum_1^k i\cdot X_i+k\cdot\sum_{k+1}^n X_i+\frac{c}{b}.\frac{E_D}{E_g}\cdot X_k=\frac{d_k}{b},$$

$$\text{pentru } k=1,\ 2,\ \dots,\ n.\quad(33)$$

După efectuarea unor operaţii simple asupra acestor ecuaţii, rezultă ecuaţia de recurenţă

$$\boxed{\begin{gathered}X_k-t\cdot(X_{k-1}+X_{k+1})-a'\cdot[m_{k+1}-m_{k-1}+\\ +\gamma'\cdot(\mu_{k-2}-3\,\mu_{k-1}+3\,\mu_k-\mu_{k+1})]=a\cdot U_k\\ \text{pentru } k=1,\ 2,\ \dots,\ n\end{gathered}}\quad(34)$$

în care:

$$U_k=M_{k+1}-M_{k-1}+\gamma\cdot(\mathfrak{M}_{k-2}-3\,\mathfrak{M}_{k-1}+3\,\mathfrak{M}_k-\mathfrak{M}_{k+1})=$$

$$=h\cdot\left[2\sum_k^n F_i-F_k+\gamma\cdot(\mathfrak{F}_k-\mathfrak{F}_{k-1})\right]$$

$$\text{pentru k}=1,\ 2,\ \dots,\ \text{n}.\quad(35)$$

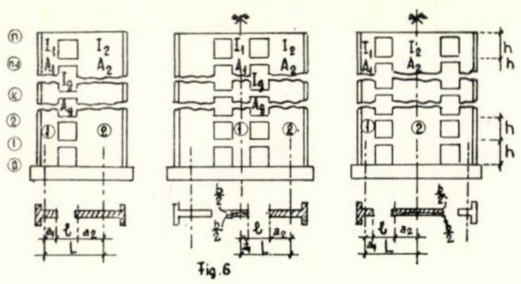


Fig.6

Caracteristicile fizico-geometrice

Tabloul 1

Element	ν_r	I_r, I_D I_g	η_r	$\frac{1}{\eta_r}$	A_r, A_D A_g	α_r	$\frac{1}{\alpha_r}$	Δ_D Δ_g	δ	ρ	λ	Obs.
1	$\frac{a_1}{l}$	I_1	η_1	$\frac{1}{\eta_1}$	A_1	α_1	$\frac{1}{\alpha_1}$	Δ_D	$\frac{I_D}{A_D \cdot l^2}$	$\frac{E_g}{E_D} \cdot \frac{K_g}{K_D}$	$\frac{l}{L}$	$I_1 < I_2$
2	$\frac{a_2}{l}$	I_2	η_2	$\frac{1}{\eta_2}$	A_2	α_2	$\frac{1}{\alpha_2}$					
$\sum_r$	—	I_D	—	$\sum_r \frac{1}{\eta_r}$	A_D	—	$\sum_r \frac{1}{\alpha_r}$	—	—	—	—	—
Grinda	—	I_g	—	—	A_g	—	—	Δ_g	—	—	—	—

Fig. 6

Coeficienţii ecuaţiei de recurenţă (34) precum şi cei din expresiile termenilor liberi U_k sînt:

$$t = 0{,}5 \cdot \frac{1}{1 + 1{,}5\,\rho \cdot \dfrac{\alpha}{\beta}}$$

$$a = 1{,}5 \cdot t\,\frac{\rho}{\beta} \cdot \frac{1}{\lambda \cdot l}$$

$$a' = 1{,}5 \cdot t \cdot \frac{\rho}{\beta} \cdot \frac{\varepsilon}{l} \tag{36}$$

$$\gamma = \lambda \cdot \frac{\Delta_D}{30} \cdot \sum_r \frac{\lambda_r}{\alpha_r} \cdot \eta_r$$

$$\gamma' = \frac{\Delta_D}{30}\left(\frac{\lambda_1}{\alpha_1} - \frac{\lambda_2}{\alpha_2}\right),$$

în care:

$$\alpha = \sum_r (\nu_r + \lambda_r)^2 \cdot \frac{1}{\eta_r} + \delta \cdot \sum_r \frac{1}{\alpha_r}$$

$$\beta = 1 - 3\lambda_1 \cdot \lambda_2 + \frac{\Delta_g}{20}\,. \tag{37}$$

În ecuaţia de recurenţă (34) de mai sus, s-au folosit, pentru generalizare, notaţiile:

$$\begin{aligned} &\mu_k = m_k && \text{pentru } k = 0, 1, 2, \ldots, n \\ &\mu_{-1} = m_0 && \\ &\mu_{n+1} = -\,m_{n-1}, && \end{aligned} \tag{38}$$

iar în expresia (35) a termenilor liberi, pentru acelaşi motiv s-a notat:

$$\begin{aligned} &\mathfrak{M}_k = M_k && \text{pentru } k = 0, 1, 2, \ldots n \\ &\mathfrak{M}_{-1} = M_0 && \\ &\mathfrak{M}_{n+1} = -\,M_{n-1}, && \end{aligned} \tag{39}$$

respectiv:

$$\begin{aligned} &\mathcal{F}_k = F_k && \text{pentru } k = 1, 2, \ldots, n-1 \\ &\mathcal{F}_0 = -\sum_1^n F_i && \\ &\mathcal{F}_n = 0. && \end{aligned} \tag{40}$$

Tot pentru generalizare, în ecuaţia (34) şi în expresia (35), trebuie considerat:

$$\begin{aligned} &X_0 = 0; \quad m_{n+1} = 0 \\ &X_{n+1} = X_n; \quad M_{n+1} = 0. \end{aligned} \tag{41}$$

2. Condiţiile de continuitate a deplasărilor pe orizontală se pun sub forma:

$$y_{k1} = y_{k2} \quad (k = 1, 2, \ldots, n). \tag{42}$$

Expresia deplasării unui punct de pe axa unui spalet, la nivelul k, din încărcarea cu forţele F_{kr}, $\mathcal{F}_{kr}$ şi cu forţele X_k, este:

$$y_{kr} = -\frac{h^2}{6\,E_D \cdot I_r} \cdot (B'_{kr} + B''_{kr} + B'''_{kr})$$

$$\begin{cases} k = 1, 2, \ldots, n \\ r = 1, 2, \end{cases} \tag{43}$$

unde

$$B'_{kr} = \eta_r \cdot \left[6 \sum_0^k \sum_0^{i-1} M_j - (M_0 - M_k) - 3\,kM_0 + \frac{\Delta_r}{10} \cdot (M_0 - M_k)\right] \tag{44}$$

reprezintă influenţa încărcării cu forţele F_{kr};

$$B''_k = \pm\left[6 \sum_0^k \sum_0^{i-1} m_j - (m_0 - m_k) - 3k\,m_o + \frac{\Delta_r}{10} \cdot (m_0 - m_k)\right]$$

$$\begin{cases} + \text{ pentru } r = 1 \\ - \text{ pentru } r = 2 \end{cases} \tag{45}$$

introduce influenţa încărcării cu forţele $\mathcal{F}_{kr}$ şi:

$$B'''_{kr} = l \cdot (\nu_r + \lambda_r) \cdot \left(6 \sum_0^k \sum_0^{i-1} N_j + 3 \sum_0^k N_j\right) \tag{46}$$

introduce influenţa încărcării cu forţele X_k.

În expresia (46):

$$N_k = \sum_k^n X_i \tag{47}$$

reprezintă forţa axială din spaleţi, între nivelul $(k-1)$ şi k.

Înlocuind expresiile (43) ÷ (47) în condiţiile (42), după unele transformări simple, se obţine ecuaţia de recurenţă:

$$\boxed{\begin{gathered} q \cdot (\mathfrak{X}_k + \mathfrak{X}_{k+1}) - t' \cdot \mu_{k-1} + (1 + t')\,(\mu_k - \mu_{k+1}) + \\ + t' \cdot \mu_{k+2} = -\,p \cdot \mathcal{W}_k \\ \text{pentru } k = 0, 1, 2, \ldots (n-1) \end{gathered}} \tag{48}$$

în care:

$$\mathcal{W}_k = \mathfrak{M}_{k-1} - 3\,\mathfrak{M}_k + 3\,\mathfrak{M}_{k+1} - \mathfrak{M}_{k+2} = -\,h \cdot (\mathcal{F}_k - \mathcal{F}_{k+1}),$$

$$\text{pentru } k = 0, 1, 2, \ldots, (n-1). \tag{49}$$

În ecuaţia (48) s-au notat, pentru generalizare:

$$\begin{aligned} &\mathfrak{X}_k = X_k && \text{pentru } k = 1, 2, \ldots (n-1) \\ &\mathfrak{X}_0 = 0 && \\ &\mathfrak{X}_n = 2X_n && \\ &\mu_k = m_k && \text{pentru } k = 0, 1, 2, \ldots, n \\ &\mu_{-1} = m_1 && \\ &\mu_{n+1} = -\,m_{n-1}. && \end{aligned} \tag{50}$$

De asemenea, în expresia (49) a termenilor liberi, s-a notat :

$$\mathcal{M}_k = M_k \quad \text{pentru } k = 1, 2, \ldots (n-1)$$
$$\mathcal{M}_{-1} = M_1 \tag{51}$$
$$\mathcal{M}_{n-1} = -M_{n-1},$$

respectiv :

$$\mathcal{F}_k = F_k \quad \text{pentru } k = 1, 2, \ldots (n-1)$$
$$\mathcal{F}_o = -2\sum_{1}^{n} F_i \tag{52}$$
$$\mathcal{F}_n = 0.$$

Cele două ecuații de recurență : (34) și (48) reprezintă un sistem de $2n$ ecuații, cu cele $2n$ necunoscute :

$$X_k \qquad k = 1, 2, \ldots, n$$
$$m_k \qquad k = 0, 1, 2, \ldots (n-1).$$

Coeficienții acestor ecuații, după împărțirea lor în mod convenabil cu anumiți factori constanți, se pot calcula, pe baza caracteristicilor fizico-geometrice ale diafragmei (fig. 6), cuprinse într-un tablou (tab. 1), cu ajutorul formulelor :

$$A = \frac{2\lambda\cdot l}{3\,\rho}\cdot\left(1 - 3\,\lambda_1\cdot\lambda_2 + \frac{\Delta_g}{20}\right)$$
$$B = 2\,\lambda\cdot l\cdot\left[\sum_r (\nu_r + \lambda_r)^2\cdot\frac{1}{\eta_r} + \delta\cdot\sum_r\frac{1}{\alpha_r}\right]$$
$$C = \lambda\cdot\frac{\Delta_D}{30}\cdot\left(\frac{\lambda_1}{\alpha_1} - \frac{\lambda_2}{\alpha_2}\right)$$
$$D = \lambda\cdot\left[(\nu_1 + \lambda_1)\cdot\frac{1}{\eta_1} - (\nu_2 + \lambda_2)\cdot\frac{1}{\eta_2}\right] \tag{53}$$
$$F = \frac{1}{3L}\left(\sum_r\frac{1}{\eta_r} - \frac{\Delta_D}{10}\cdot\sum_r\frac{1}{\alpha_r}\right)$$
$$G = \frac{1}{L}\cdot\sum_r\frac{1}{\eta_r} + \frac{\Delta_D}{10}\cdot\sum_r\frac{1}{\alpha_r}\Bigg).$$

Matricea coeficienților necunoscutelor, alcătuită pe baza coeficienților (53), este arătată în tabloul alăturat (tab. 2).

În acest tablou este arătat și vectorul termenilor liberi (într-o singură variantă de încărcare).

Acești termeni se pot calcula în mod simplu, prin sumări repetate, organizate în tablouri, după modelele arătate alăturat (tab. 3 și 4).

Coeficienții, utilizați în calculul acestor termeni, au expresiile :

$$\gamma = \lambda\cdot\frac{\Delta_D}{30}\cdot\sum_r\frac{\lambda_r}{\alpha_r}\cdot\eta_r$$
$$\tau = \frac{1}{L}\cdot\frac{\Delta_D}{30}\cdot\left(\frac{\lambda_1}{\alpha_1} - \frac{\lambda_2}{\alpha_2}\right). \tag{54}$$

Observații

1. În cazul cînd calculul urmează să se efectueze în mai multe variante de încărcare (de exemplu : în cele trei moduri de vibrație a structurii și din vînt), tabloul, cuprinzînd matricea coeficienților necunoscutelor și vectorul termenilor liberi, se completează cu vectorii-coloane ai diferitelor variante de încărcări. De la calculatorul electronic se obțin concomitent soluțiile în toate variantele de încărcări.

2. În cazul diafragmelor cu un șir simetric de goluri, întrucît momentele m_k sînt nule, se poate alcătui o matrice simplificată, cuprinzînd numai coeficienții necunoscutelor X_k (primele n linii și n coloane ale matricei generale), precum și termenii liberi corespunzători (U_k).

3. În cazul diafragmelor cu două șiruri simetrice de goluri, se împarte în două diafragme (ca în fig. 6). Întrucît efortul axial în spaletul central este nul, *în expresia coeficientului B, trebuie considerat factorul α_r — pentru spaletul rezultat din secționarea spaletului central al diafragmei date — de valoare infinită.*

Tabloul 2

Matricea coeficienților necunoscutelor și a termenilor liberi (de încarcare)

	X_1	X_2	X_3	X_4	…	X_{k-2}	X_{k-1}	X_k	X_{k+1}	X_{k+2}	…	X_{n-3}	X_{n-2}	X_{n-1}	X_n	m_0	m_1	m_2	m_3	m_4	…	m_{k-3}	m_{k-2}	m_{k-1}	m_k	m_{k+1}	m_{k+2}	…	m_{n-4}	m_{n-3}	m_{n-2}	m_{n-1}		d
1	2A+B	-A			…						…					2C+D	-3C	C-D			…							…						U_1
2	-A	2A+B	-A		…						…					-C	3C+D	-3C	C-D		…							…						U_2
3		-A	2A+B	-A	…						…						-C	3C+D	-3C	C-D	…							…						U_3
⋮					⋮						⋮										⋮							⋮						
k-1					…	A	2A+B	-A			…										…	-C	3C+D	-3C	C-D			…						U_{k-1}
K					…		-A	2A+B	-A		…										…		-C	3C+D	-3C	C-D		…						U_k
k+1					…			-A	2A+B	-A	…										…			-C	3C+D	-3C	C-D	…						U_{k+1}
⋮					⋮						⋮										⋮							⋮						
n-2					…						…	-A	2A+B	-A							…							…	-C	3C+D	-3C	C-D		U_{n-2}
n-1					…						…		-A	2A+B	-A						…							…		-C	3C+D	-3C		U_{n-1}
n					…						…			-A	A+B						…							…			-C	2C+D		U_n
0	D				…						…					G	F-G	-F			…							…					=	ZW_0
1	D	D			…						…					F	G	-G	-F		…							…						ZW_1
2		D	D		…						…						F	G	-G	-F	…							…						ZW_2
⋮					⋮						⋮										⋮							⋮						
k-2					…	D	D				…										…	F	G	-G	-F			…						ZW_{k-2}
k-1					…		D	D			…										…		F	G	-G	-F		…						ZW_{k-1}
K					…			D	D		…										…			F	G	-G	-F	…						ZW_k
⋮					⋮						⋮										⋮							⋮						
n-3					…						…	D	D								…							…	F	G	-G	-F		ZW_{n-3}
n-2					…						…		D	D							…							…		F	G	-G		ZW_{n-2}
n-1					…						…			D	2D						…							…			F	F+G		ZW_{n-1}

Tabela 3

Calculul termenilor de încărcare W_k

a.) Cînd se cunosc momentele M_k

K	M	$A'_k = M_{k-1} - M_k$	$V_k = A'_k - A'_{k+1}$	$W_k = V_k - V_{k+1}$
-1	M_1	—	—	—
0	M_0	$M_1 - M_0$	$A'_0 - A'_1$	$V_0 - V_1$
1	M_1	$M_1 - M_2$		
2	M_2	$M_1 - M_2$		
3	M_3			
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
K-2	M_{K-2}			
K-1	M_{K-1}			
K	M_K	$M_{K-1} - M_K$	$A'_K - A'_{K+1}$	$V_K - V_{K+1}$
k+1	M_{K+1}			
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
n-2	M_{n-2}		$A'_{n-2} - A'_{n-1}$	$V_{n-2} - V_{n-1}$
n-1	M_{n-1}	$M_{n-2} - M_{n-1}$	$A'_{n-1} - A'_n$	V_{n-1}
n	0	M_{n-1}	—	—

b) Cînd se cunosc F_K

K	$V'_K = h.F_K$	$W_k = V'_{k+1} - V'_k$
—	—	—
0	$-2h.\Sigma_2^n F_i$	$V'_1 - V'_0$
1	$h.F_1$	$V'_2 - V'_1$
2	$h.F_2$	
3	$h.F_3$	
⋮	⋮	⋮
k-2	$h.F_{k-2}$	
K-1	$h.F_{k-1}$	
k	$h.F_K$	$V'_{K+1} - V_K$
k+1	$h.F_{K+1}$	
⋮	⋮	⋮
n-2	$h.F_{n-2}$	$V'_{n-1} - V'_{n-2}$
n-1	$h.F_{n-1}$	$-V'_{n-1}$
n	0	—

Tabela 4

CALCULUL TERMENILOR DE ÎNCARCARE U_K

a) Cînd se cunosc momentele încovoietoare M_K

k	$\mathfrak{M}_K$	$A_K = \mathfrak{M}_{K-1} - \mathfrak{M}_K$	$B_K = A_{K-1} - A_K$	$C_K = B_K - B_{K+1}$	M_K		$D_K = M_{K+1} - M_{K-1}$	$r.C_K$	$U_k = D_k + r.C_k$
-1	M_0	—	—	—	—	—	—	—	—
0	M_0	0	—	—			—	—	—
1	M_1	$M_0 - M_1$	$-A_1$	$B_1 - B_2$		M_1	$M_2 - M_0$	$r.C_1$	$D_1 + r.C_1$
2	M_2	$M_1 - M_2$	$A_1 - A_2$	$B_2 - B_3$	M_2		$M_3 - M_1$	$r.C_2$	$D_2 + r.C_2$
3	M_3					M_3			
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
k-2	M_{k-2}				M_{k-2}				
k-1	M_{K-1}					M_{K-1}	$M_K - M_{K-2}$	$r.C_{K-1}$	$D_{K-1} + r.C_{K-1}$
k	M_K	$M_{K-1} - M_K$	$A_{K-1} - A_K$	$B_K - B_{K+1}$	M_K		$M_{K+1} - M_{K-1}$	$r.C_K$	$D_K + r.C_K$
k+1	M_{K+1}					M_{K+1}			
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
n-2	M_{n-2}				M_{n-2}				
n-1	M_{n-1}	$M_{n-2} - M_{n-1}$				M_{n-1}	$-M_{n-2}$	$r.C_{n-1}$	$D_{n-1} + r.C_{n-1}$
n	0	M_{n-1}	$A_{n-1} - A_n$	B_n	0		$-M_{n-1}$	$r.C_n$	$D_n + r.C_n$
n+1	$-M_{n-1}$	M_{n-1}	0	—		0	—	—	—

b) Cînd se cunosc forțele orizontale F_k

k	$B_k = h.F_k$	$C_k = h.F_k - h.F_{k-1}$	$h.F_K$	$E_k = h.\Sigma_k^n F_i$	$D_k = E_{k+1} + E_k$	$r.C_K$	$U_k = D_k + r.C_k$
0	$-h\Sigma_1^n F_i$	—	—	—	—	—	—
1	$h.F_1$	$h.F_1 + h\Sigma F_i$	$h.F_1$	$h\,\Sigma_1^n F_i$	$E_2 + E_1$	$r.C_1$	$D_1 + r.C_1$
2	$h.F_2$	$h.F_2 - h.F_1$	$h.F_2$	$h\,\Sigma_1^n F_i$	$E_3 + E_2$	$r.C_2$	$D_2 + r.C_2$
3	$h.F_3$		$h.F_3$				
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
k-2	$h.F_{k-2}$		$h.F_{k-2}$				
k-1	$h.F_{k-1}$		$h.F_{k-1}$		$E_k + E_{k-1}$	$r.C_{k-1}$	$D_{k-1} + r.C_{k-1}$
k	$h.F_k$	$h.F_k - h.F_{k-1}$	$h.F_k$	$h\,\Sigma_2^n F_i$	$E_{k+1} + E_k$	$r.C_k$	$D_k + r.C_k$
k+1	$h.F_{k+1}$		$h.F_{k+1}$	$h\,\Sigma_{k+1}^n F_i$			
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
n-2	$h.F_{n-2}$		$h.F_{n-2}$	$(h.F_n + h.F_{n-1}) + h.F_{n-2}$			
n-1	$h.F_{n-1}$	$h.F_{n-1} - h.F_{n-2}$	$h.F_{n-1}$	$h.F_n + h.F_{n-1}$	$E_n + E_{n-1}$	$r.C_{n-1}$	$D_{n-1} + r.C_{n-1}$
n	0	$-h.F_{n-1}$	$h.F_n$	$h.F_n$	E_n	$r.C_n$	$D_n + r.C_n$

E. CALCULUL EFORTURILOR ÎN ELEMENTELE DIAFRAGMEI

În situația în care acțiunea orizontală este considerată ca avînd sensul dinspre spaletul (1) — mai puțin rigid — spre spaletul (2), eforturile sînt :

a. În buiandrugi :

— forțele tăietoare :

$$T_k^b = X_k ; \tag{55}$$

— momentele încovoietoare, din secțiunile de încastrare :

$$M_{kr}^b = \pm\, l \cdot \lambda_r \cdot X_k \qquad \begin{cases} + \text{ pentru } r = 1 \\ - \text{ pentru } r = 2. \end{cases} \tag{56}$$

b. În spaleți :

— eforturile axiale în tronsonul dintre nivelul $(k-1)$ și k :

$$N_{kr} = \pm\, N_k \qquad \begin{cases} + \text{ pentru } r = 1 \\ - \text{ pentru } r = 2 ; \end{cases} \tag{57}$$

— momentele încovoietoare :

$$\begin{aligned} \overline{M}_{kr}^s &= (\eta_r \cdot M_k \pm m_k) + l \cdot (\nu_r + \lambda_r) \cdot N_{k+1} \\ \overline{M}_{kr}^j &= (\eta_r \cdot M_k \pm m_k) + l \cdot (\nu_r + \lambda_r) \cdot N_k \end{aligned} \tag{58}$$

$$\begin{cases} + \text{ pentru } r = 1 \\ - \text{ pentru } r = 2 \end{cases} \qquad \begin{cases} s \text{ deasupra nivelului } k \\ j \text{ sub nivelul } k. \end{cases}$$

F. ÎNCHEIERE

Procedeul de calcul, indicat mai sus, comportă rezolvarea, cu ajutorul calculatoarelor cifrice, a unui sistem de ecuații, avînd matricea coeficienților necunoscutelor și vectorul termenilor liberi indicați în modelul de tablou arătat mai sus.

Acest mod de rezolvare a problemei prezintă următoarele avantaje :

— Se pot obține concomitent soluțiile în mai multe variante de încărcare.

— Poate fi aplicat imediat în practică, folosindu-se orice calculator electronic cifric, în a cărui bibliotecă de programe există programul de rezolvare a sistemelor de ecuații. Adică nu este necesară traducerea algoritmului de calcul într-un program ad-hoc, în codul calculatorului respectiv, sau într-un limbaj special (de ex. Algol. 60). Trebuie menționat însă, că aceasta reprezintă numai o primă fază de automatizare a calculelor. În această fază, procedeul de calcul indicat mai sus a fost folosit încă din anul 1966, la calculele seismice ale unor structuri de rezistență, efectuate în atelierul de rezistență al sect. III din Institutul de proiectare „Proiect-București", utilizîndu-se calculatorul electronic C.I.F.A. 102 al institutului.

Calculul celor opt coeficienți, dispunerea lor, după modelul arătat, în matricea respectivă, calculul termenilor liberi, precum și, în final — după obținerea rezultatelor de la calculatorul electronic — al eforturilor în elementele orizontale și verticale ale diafragmei, nu prezintă nici o dificultate.

Într-o fază mai avansată, calculele arătate mai sus pot fi de asemenea efectuate cu ajutorul calculatorului electronic, după întocmirea unui program general, pe baza formulelor date în cele ce preced, în cadrul căruia, programul de rezolvare a sistemelor de ecuații va constitui doar o subrutină. Un astfel de program, scris în codul calculatorului C.I.F.A.102, este în curs de elaborare în atelierul de calcul electronic al I.P.B. Pentru utilizarea acestui program, în sarcina inginerului proiectant va rămîne doar calculul caracteristicilor fizico-geometrice indicate în coloanele 2, 4, 7, 9, 10, 11 și 12 ale tabloului 1 precum și precizarea încărcării (sau a variantelor de încărcări) ale diafragmei.

Dintr-un exemplu de calcul, efectuat în paralel, prin procedeul expus mai sus [6], precum și prin metoda dată în [9], — care admite continuitatea din zona golurilor — au rezultat diferențe importante între valorile obținute pe cele două căi. Aceste diferențe au atins :

— 38,5 % la valorile maxime și

+ 81,5 % la valorile minime ale forțelor tăietoare din buiandrugi, precum și

— 104,5 % la valoarea maximă a momentului încovoietor din spaletul mai puțin rigid (valorile de comparație sînt cele date în [9]).

Apreciem că diferențele arătate mai sus, care permit realizarea de economii importante prin proiectare, se datoresc renunțării la continuitatea din zona golurilor și luării în considerare corectă a deformațiilor din forfecare-lunecare ale spaleților verticali.

Din confruntarea rezultatelor obținute pe cale analitică, prin procedeul expus, cu cele obținute experimental, pe model fotoelastic [9], rezultă o bună corespondență, dacă se ține seama de punctul de concentrare de eforturi, care apare evident pe clișeul respectiv, în zona de încastrare a spaletului mai puțin rigid. Apreciem, însă, că pe modele fotoelastice nu se pot obține decît rezultate calitative, privind în special posibilitatea aplicării în ansamblu a ipotezei secțiunilor plane. În această privință, trebuie menționat, că, atît în procedeul de calcul prezentat, cît și în orice altă metodă cunoscută, se dau soluții pentru valorile eforturilor secționale și nu pentru distribuția eforturilor unitare în secțiunile transversale respective.

Pe baza valorilor obținute prin procedeul prezentat, au fost calculate, pentru exemplul arătat mai sus, atît săgețile, cît și rotirile secțiunilor celor doi spaleți, la fiecare nivel.

A rezultat [6] o corespondență practic perfectă (diferențe cuprinse între $0{,}4 \div 1\,‰$) la săgeți și diferențe, variind în mod neregulat pe înălțime, cuprinse între 5,3% și 11,8% la rotiri. Apreciem că aceste rezultate justifică pe deplin oportunitatea renunțării la simplificările de genul celor arătate mai sus.

Bibliografie

[1] Albigés N., Goulet J. : *Contreventement de bâtiments.* Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, mai, 1960.

[2] Balas J., Szabo : *Ein Beitrag zur theoretischen Lösung von tragenden Querwänden mit Öffnungen unter horizontaler Belastung.* Der Bauingenieur, nr. 12, 1965.

[3] Beck H. : *Contribution in the analysis of coupled shear walls.* Journal of the American Concrete Institute, nr. 8, 1962.

[4] Decauchy M.A. : *Contreventements des bâtiments.* Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, janvier, 1964.

[5] Florian V. : *Contribuțiuni privind calculul diafragmelor cu goluri, al diafragmelor cuplate și al cadrelor - diafragme.* St. Cerc. mec. apl. 6, 1965, 1, 1966.

[6] Florian V. : *Calculul la forțe orizontale al pereților cu un șir de goluri în poziție pronunțat disimetrică.* St. cerc. mec. apl. 1 ,1967.

[7] Frischmann W.W., Prabhu S.S., Toppler J.F. : *Multi-storey Frames and interconnected Shear-walls subjected to lateral Loads.* Concrete and Constructional Engineering 6, 1963; 7, 1963.

[8] Guselnikov V.M. : *Rasciot verticalnîh diafragm s proenami kruhnopanelnîh zdanii povîsennoi etajnosti.* Beton i jelezobeton, 10, 1964.

[9] Mateescu D., Anastasescu D., Godeanu I. : *Calculul timpanelor rigide cu un șir de goluri.* Rev. constr. și a mat. de constr. 2, 1962.

[10] Mann W. : *Die Berechnung regelmässiger Windrahmen in geschlossener Form mit Hilfe von Differenzgleichungen.* Der Bauingenieur, 3, 1961.

[11] Mîrsu I., Vuc. L. : *Metodă de calcul al diafragmelor la acțiuni seismice.* Rev. constr. și a mat. de constr., 6, 1963.

[12] Naumann W. : *Bericht zur statischen Berechnung Waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten.* Det Bauingenieur 8, 1961.

[13] Rosman R. : *Systeme aus durchbrochenen Wänden und Stockwerkrahmen.* Die Baustatik 2, 1964.

[14] Rosman R. : *Spannungsoptische Untersuchung einer waagrechtbelasteter Querwand einer Hochbaues.* Det Bauingenieur 12, 1962.

Probleme actuale legate de fundarea construcțiilor pe terenuri macroporice sensibile la înmuiere în orașul București

Ing. A. Fierlinger, ing. N. Neicu, ing. Fl. Mihăescu

I.P.B.

Marea amploare pe care a luat-o construcția de locuințe în ultimii ani în orașul București a necesitat amplasarea unor întregi cartiere în zonele neconstruite sau construite mai puțin, de pe cîmpia de sud a orașului.

Astfel în această zonă s-au executat ansamblurile : șos. Pieptănari — Viilor, șos. Giurgiului, șos. Olteniței, Sud I Berceni, Drumul Taberei etc., în viitor urmînd să se extindă și să se înceapă ansambluri noi. Cu ocazia studiilor geotehnice efectuate pentru întocmirea hărții cu raionarea geotehnică a orașului, detaliate apoi pentru proiectarea ansamblurilor amintite, a apărut o serie de probleme legate de existența unor orizonturi macroporice puțin cercetate și cunoscute pînă în anii din urmă, deoarece orașul vechi este în cea mai mare parte amplasat pe zone în care nu apar astfel de terenuri.

1. CONDIȚIILE GEOTEHNICE PE TERITORIUL ORAȘULUI BUCUREȘTI

Cercetările făcute pentru raionarea geotehnică a orașului au arătat că o mare parte a suprafețelor construite sau afectate viitoarelor construcții cuprind, în stratificație, formațiuni sensibile la înmuiere. Din cele patru mari unități geomorfologice, caracteristice pentru teritoriul orașului București, și anume : cîmpia de nord (supraf. 32 km^2 — 19%), interfluviul Dîmbovița — Colentina (supraf. 64 km^2 — 38%), cîmpia din sud (supraf. 48 km^2 — 28%) și lunca Dîmboviței (supraf. 28 km^2 — 15%), numai în luncă nu apar pămînturi sensibile la umezire. Pe celelalte trei unități, însumînd 85% din suprafața orașului, se întîlnesc pămînturi sensibile la umezire, variabile ca grosime, după cum urmează :

— Pe interfluviul Dîmbovița — Colentina, pe care este așezată cea mai importantă parte a orașului, apar uneori orizonturi macroporice de 1—2 m grosime, la baza unui pachet de luturi de 3—6 m grosime totală. Din punct de vedere al posibilităților de apariție a unor tasări neuniforme prin umezire, în sensul celor precizate de normativul C7—63, zona interfluvială nu pune probleme, întrucît orizonturile macroporice, atunci cînd apar, sînt subțiri și slab sensibile la umezire.

— Cîmpia din nordul orașului (Băneasa — Pantelimon) este caracterizată, ca stratificație, prin prezența unor luturi argiloase de 8—10 m grosime, în care apar (în 25—35% din sondajele executate) 1—2 orizonturi de pămînt sensibil la umezire, în grosime totală de 2—5 m.

— Cîmpia din sudul orașului (Cotroceni — Văcărești), formată pînă la 10—12 m adîncime din luturi argiloase, include 1—3 orizonturi de pămînturi sensibile la umezire, cu grosimi totale cuprinse între 2—7 m, aceasta fiind grosimea maximă întîlnită pe suprafața orașului.

După datele încercărilor de laborator, orizonturile macroporice au un caracter argilos (34—44% argilă; $I_p = 20-30\%$), o umiditate medie ($w = 14-21\%$), o porozitate relativ ridicată ($n = 42-45\%$) și o tasare la înmuiere de 2—6%. Tasarea la înmuiere sub sarcina geologică fiind practic nulă, pămîntul se încadrează în categoria A de sensibilitate la înmuiere, conform normativului C7—63.

Din descrierea făcută, rezultă că pămînturile sensibile la umezire din orașul București, întîlnite mai ales pe cîmpia sudică și parțial pe cea nordică, prezintă caracteristici mult diferite de acelea ale zonei de loess, de felul celei de la Galați sau Brăila.

În primul rînd, aceste formațiuni sînt diseminate în zonele amintite, în suprafață și pe profil, avînd distribuții locale neuniforme ca grosime și o sensibilitate la umezire variată, uneori chiar pe amplasamentul aceleiași construcții (fig. 1). Argilozitatea sporită și porozitatea nu prea ridicată, precum și faptul că orizonturile macroporice sînt înglobate în formațiuni puțin permeabile, fac ca tasările prin umezire ale pămînturilor din București să fie mai reduse, cu o desfășurare mai lentă și cu apariție mai puțin frecventă decît a loessurilor tipice.

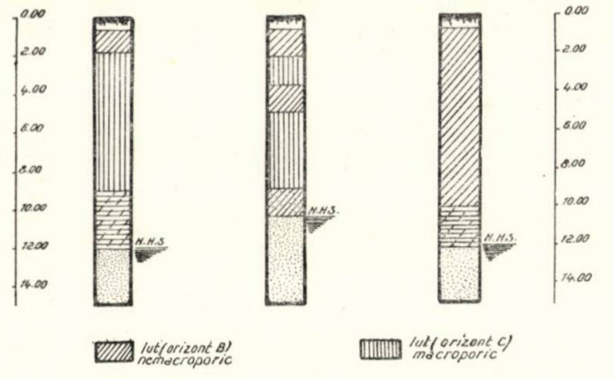


Fig. 1. Tipuri de stratificaţie pe cîmpia de sud a oraşului Bucureşti

Date fiind particularităţile pămînturilor sensibile la umezire din oraşul Bucureşti, pentru o mai bună cunoaştere a comportării lor în condiţii de teren, s-a trecut la un program suplimentar de cercetări geotehnice constînd din:

— o anchetă asupra comportării construcţiilor noi executate în ultima vreme pe aceste terenuri;

— o serie de încercări pe teren, urmărind stabilirea vitezei şi distanţei de infiltrare a apei în pămînt, a tasărilor de umezire sub sarcina geologică şi sub fundaţii experimentale;

— un studiu tehnico-economic pentru încercarea la scară naturală a unui tronson experimental de bloc p + 4 din panouri mari, în condiţii de umezire a terenului de fundare.

Rezultatele acestui program de cercetări, cu excepţia tronsonului experimental care urmează să se execute, vor fi expuse pe scurt în cele ce urmează.

2. COMPORTAREA CONSTRUCŢIILOR EXISTENTE

În cadrul anchetei întreprinse, pentru a urmări comportarea construcţiilor fundate pe terenuri sensibile la umezire, s-a cercetat un număr de peste 200 construcţii de locuinţe şi social-culturale, grupate în şase ansambluri mari construite pe cîmpia din sudul oraşului, în ultimii cinci ani, şi anume: Pieptănari — Viilor, şos. Giurgiului, şos. Olteniţei, Niţu Vasile, Drumul Taberei M3, M8 şi Sud I Berceni.

Pentru strîngerea datelor s-a procedat la o cercetare a fiecărei construcţii din ansamblurile amintite, urmărindu-se starea amenajărilor exterioare, defecţiunile apărute la instalaţiile interioare şi exterioare, infiltraţiile de apă în subsoluri, precum şi eventuale degradări apărute la construcţii ca fisuri, deschideri de rosturi etc. Rezultatele anchetei au fost trecute în tabele care au permis în final şi o exploatare statistică a datelor obţinute.

Ca structură construcţiile cercetate sînt fie din zidărie portantă cu sîmburi de beton armat (p + 4) 28% sau din panouri mari (p + 4) sau (p + 7) 26%, fie, cele mai multe, cu diafragme de beton armat (p + 8 — p + 10) 46%. Majoritatea construcţiilor au subsoluri tehnice generale, în cea mai mare parte nepardosite, sau un canal tehnic longitudinal, pardosit.

Fundarea acestor constructii s-a făcut între 1,50—2,5m adîncime, cu presiuni de 2,0—2,5 kg/cm^2.

În afară de amenajările exterioare cerute de vechiul STAS 2416—56 nu s-au luat alte măsuri speciale pentru prevenirea infiltraţiilor de apă în terenul de fundare, construcţiile fiind proiectate înaintea apariţiei normativului C 7—63.

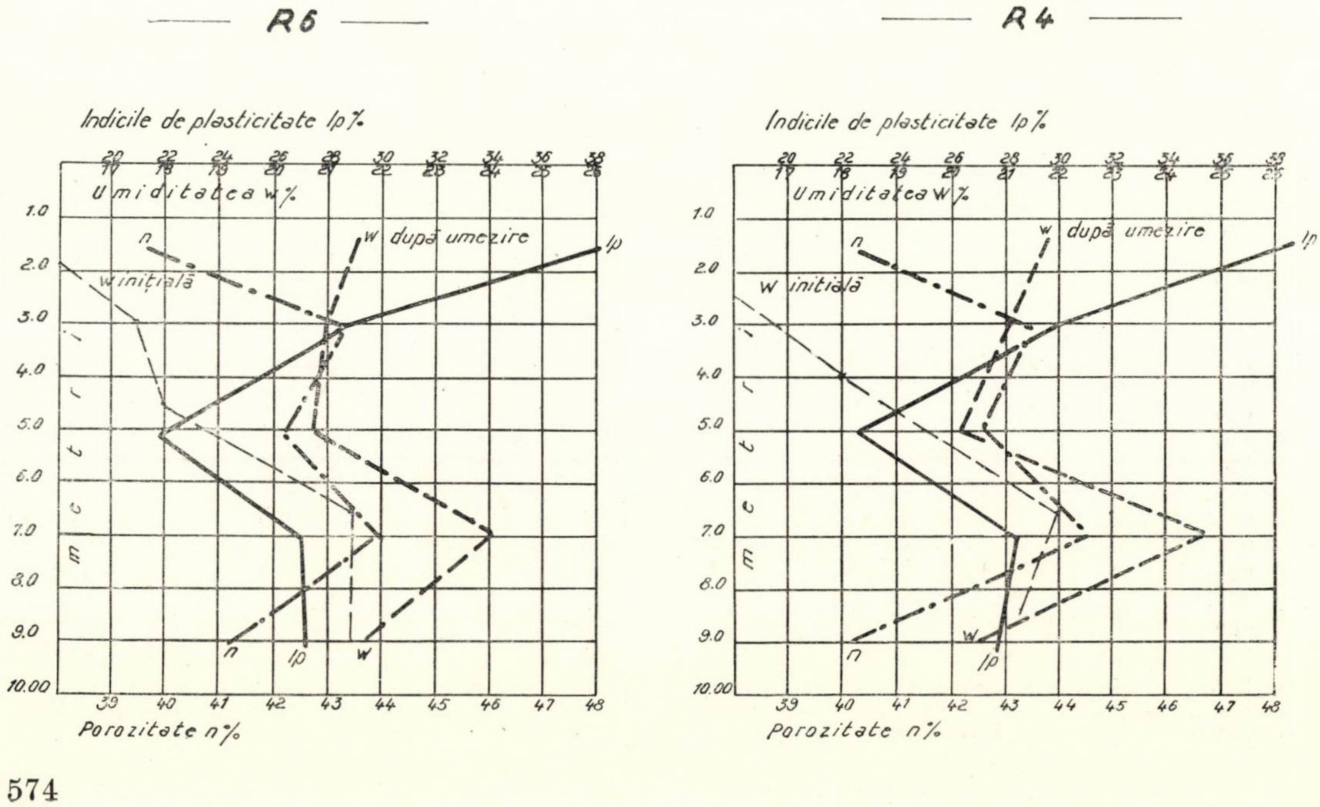
Din cercetările şi informaţiile luate pe teren se pot trage următoarele concluzii:

— Toate construcţiile s-au comportat corespunzător, nefiind semnalate tasări mari sau inegale decît la patru blocuri, reprezentînd 2% din totalul blocurilor cercetate. Deschiderea rosturilor şi fisurile fine observate la unele blocuri din panouri mari (între panouri) şi zidărie portantă (în spaleţi) se datoresc unor cauze constructive: contracţiei betonului sau tasărilor normale ale terenului argilos de fundare. Aceste fisuri nu pot fi specifice construcţiilor fundate pe terenuri sensibile la umezire, întrucît s-au observat şi la construcţii fundate pe terenuri argiloase obişnuite. La nici una din construcţiile cercetate nu s-au semnalat fisuri mai importante care să prezinte un pericol pentru stabilitatea construcţiilor *).

---

*) Ancheta a fost făcută de un colectiv din I.P.B. condus de ing. C. Mitrică şi ing. I. Tomescu.

Fig. 2. Variaţia cu adîncimea a valorilor medii ale umidităţii, porozităţii şi plasticităţii, la blocurile R_4 şi R_6 – Berceni



— Este de subliniat comportarea bună a construcţiilor cu toate că în timpul execuţiei şi exploatării lor s-au semnalat numeroase defecţiuni care au avut drept urmare infiltraţii de apă la terenul de fundare.

— Amenajările exterioare la multe construcţii s-au făcut la intervale mari de la darea lor în exploatare şi nu sînt corespunzătoare, întrucît nu au pante suficiente de scurgere, favorizînd stagnarea apelor în apropierea fundaţiilor.

— La instalaţiile exterioare, care sînt în cele mai multe cazuri pozate foarte aproape de construcţii (2—3 m), s-au semnalat numeroase deficienţe, unele din ele cu pierderi importante de apă timp de cîteva zile sau chiar mai mult (spargeri de conducte principale).

— La instalaţiile interioare, defecţiunile constatate şi semnalate au fost foarte numeroase şi repetate, ducînd de multe ori la inundarea subsolurilor nepardosite timp de mai multe zile. Supravegherea şi controlul instalaţiilor interioare sînt insuficiente, permiţînd stagnarea apelor pierdute din instalaţii în subsoluri.

În urma celor arătate se poate conchide că în 3—6 ani de exploatare a construcţiilor cercetate, comportarea lor a fost normală cu toate defecţiunile semnalate la instalaţii şi amenajări.

Tasări mai accentuate în urma unor umeziri accidentale de amploare s-au semnalat la un număr de patru blocuri de locuit. Dintre acestea mai important este cazul blocului turn din şos. Giurgiului.

Această construcţie (20 × 20 m) cu parter, 11 etaje şi subsol tehnic (nepardosit), executată cu cofraje glisante şi fundată la adîncime de 3,5 m pe benzi încrucişate armate, cu $pa = 2{,}4$ kg/cm^2, s-a tasat neuniform circa 35 cm, în urma unor infiltraţii prelungite (peste o lună) şi masive de apă caldă. Infiltraţiile au provenit de la o coloană de canal al cărei capac de curăţire a fost scos în subsol şi nemontat la loc, din neglijenţă, astfel că toate apele uzate de pe un sfert din suprafaţa blocului s-au scurs în pămînt. Coincidenţa prezenţei unor strate sensibile la umezire de circa 6 m grosime, sub colţul inundat, şi lipsa acestor strate în colţul opus, au contribuit la accentuarea tasării neuniforme şi înclinarea construcţiei. Tasările relativ mari, în raport cu cele calculate (cca 20 cm), se datoresc desigur şi apariţiei de zone plastice sub fundaţiile încărcate excesiv, ca o consecinţă a înclinării blocului. În urma înclinării, construcţia nu a suferit degradări datorită structurii sale rigide şi blocul a putut fi readus la verticală şi exploatat normal, prin scoaterea succesivă a pămîntului de sub fundaţii, printr-un procedeu relativ simplu şi puţin costisitor *).

În afara blocului K, mai sînt de semnalat tasări neuniforme la încă trei blocuri, dar de o valoare redusă, ceea ce a dus la înclinări care nu au pus încă probleme de redresare. Astfel, la blocul garsoniere şos. Giurgiului (bloc bară p + 9), s-au produs tasări de la 8 la 10 cm, relativ neuniforme, practic fără înclinări, în urma inundării canalului termic longitudinal, fapt care a dus la o umezire uniformă a terenului. Construcţia nu a avut nimic de suferit, nici la structură, nici la instalaţii.

Blocul R 6 din zona I-Berceni, cu s + p + 10, cu dimensiuni 38 × 18 m, cu structura fagure glisată, s-a tasat neuniform, diferenţele de tasări între capetele clădirii fiind de 7 ÷ 9 cm, datorită infiltraţiilor de apă în principal de la un cămin de canalizare crăpat şi înfundat, poate chiar de la darea în folosinţă a blocului. Construcţia nu a avut nimic de suferit, singurele neajunsuri fiind înclinarea trotuarelor şi ruperea scărilor exterioare.

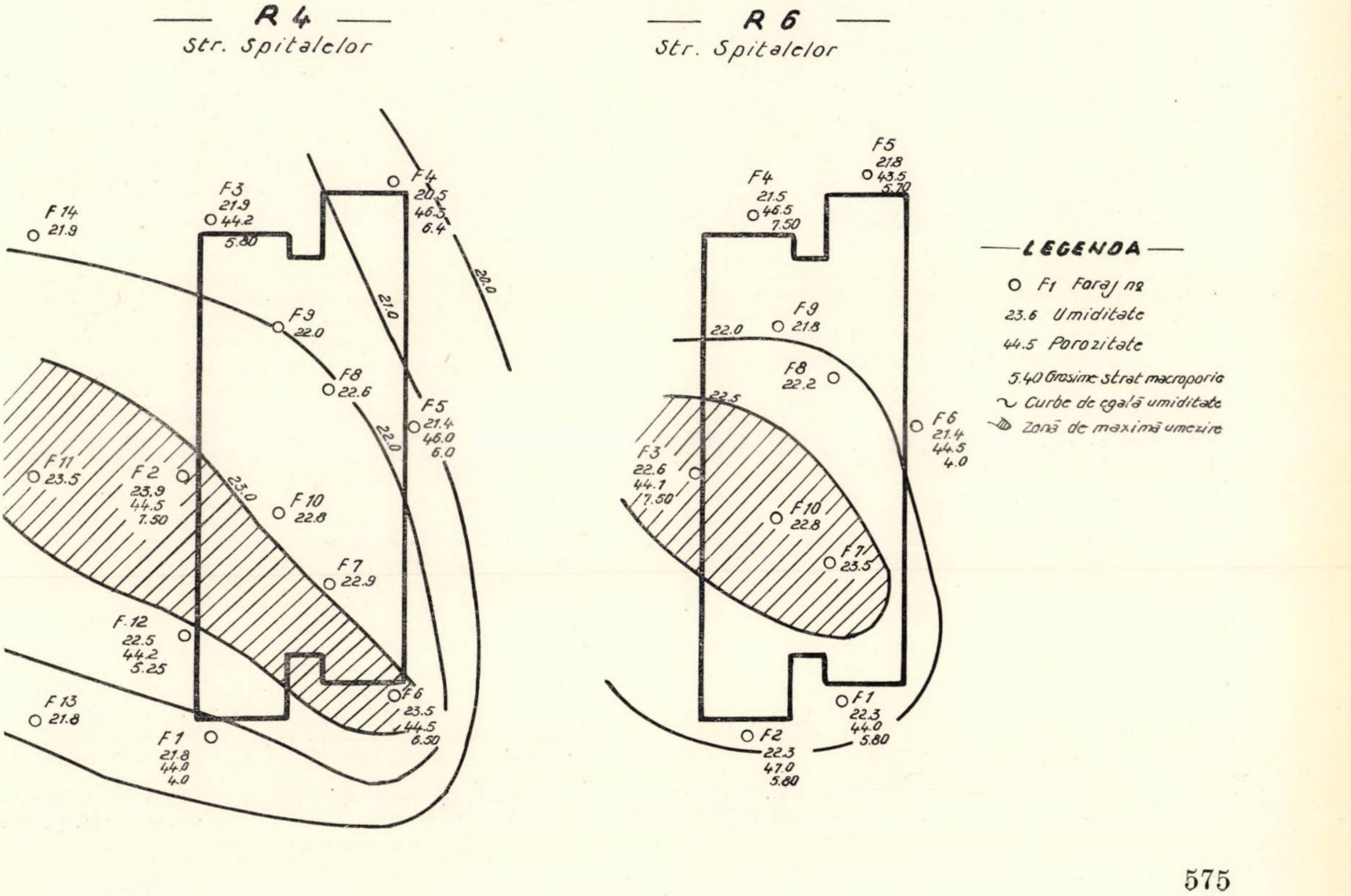
Un proces asemănător a avut loc şi la blocul similar B4 din Sud I Berceni, la care tasările relative au fost de circa 17 cm, înmuierea fiind mai intensă datorită spargerii unei conducte de alimentare cu apă exterioară sub presiune. Defecţiunea n-a putut fi observată multă vreme, terenul fiind îngheţat.

Nici în acest caz construcţia nu a avut de suferit, blocul avînd structura rigidă, iar înclinarea nedepăşind $4^0/_{00}$ din lungimea lui.

---

* Lucrările de redresare s-au făcut cu colaborarea prof. ing. I. Stănculescu

Fig. 3. Variaţia umidităţii maxime între 2—6 m adîncime



De remarcat că la ultimele două blocuri s-a constatat o umiditate generală sporită, atît sub construcții, cît și în jurul lor (fig. 2 și 3) cu circa 5—6%, sub colțul mai înclinat sporul fiind ceva mai mare (7—8%). Umezirea generală este datorită infiltrațiilor lente, dar prelungite, ale apelor de precipitații prin săpăturile instalațiilor exterioare cu umplutura insuficient compactată. În această situație a fost destul un spor redus de umiditate, adus de accidente locale (spargeri de conducte), ca să declanșeze un proces de tasare inegală.

Cu ocazia urmăririi tasărilor efectuate prin nivelment de precizie, s-au putut culege date interesante asupra deformațiilor construcției produse în perioada de tasări maxime neuniforme (1,5 cm/zi). Săgeata măsurată a variat între 0,5 ÷ ÷ 0,9 mm, indicînd o deformație relativă de $f/l = 0{,}9/40\,000$, ceea ce arată că structura a fost solicitată ca grindă încovoiată negativ numai în domeniul comportării elastice.

3. ÎNCERCĂRI PE TEREN

Pentru o mai bună cunoaștere a caracteristicilor fizicomecanice ale pămînturilor, mai ales în comparație cu datele de laborator, s-a trecut în a doua etapă de cercetări la executarea unor încercări directe pe teren, constînd din :

— încercări pentru stabilirea vitezei și distanței de infiltrare a apei în teren;

— încercări pentru stabilirea tasării stratelor sub greutate proprie;

— încercări pe fundații pentru stabilirea tasării terenului macroporic în stare naturală și inundată *).

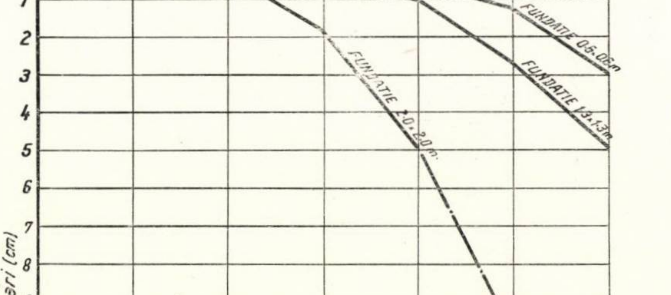
Pentru executarea încercărilor, s-a ales un amplasament în zona Berceni, amplasament caracterizat printr-un pachet de strate macroporice prăfoase ($Ip = 13{,}8 - 28{,}3$), în grosime de 5,0—6,0 m cu porozitate ridicată ($n = 41{,}0-47{,}8\%$, în medie 44%), umiditate scăzută ($w = 8{,}1-18{,}8\%$) și tasări importante la inundare ($im\,3 = 1{,}0-8{,}3$ cm/m). Pachetul prăfos este așezat pe nisipuri în care apare pînza de apă la circa 9,00 m adîncime.

a. Încercările de infiltrare a apei s-au executat din două incinte (gropi) de inundare, avînd dimensiunile în plan 6 × 3 m.

Prima incintă a fost săpată pînă la 1 m adîncime, fiind oprită în stratul superficial de argilă prăfoasă nemacroporică (Orizont B). A doua incintă a fost dusă la adîncimea de 2,0 m în stratul de praf argilos, macroporic (Orizont C). Inundarea incintelor s-a făcut continuu, cantitatea de apă fiind de circa 1,5 m³/zi în prima incintă și de 7 m³/zi în incinta a doua.

Pentru urmărirea infiltrării apei pe verticală, INCERC-ul a montat, sub fundul incintei II, din 0,5 în 0,5 m adîncime, doze de umiditate bazate pe variația rezistenței electrice.

Fig. 4. Variația tasărilor cu presiunea
Încercări experimentale Sud II Berceni



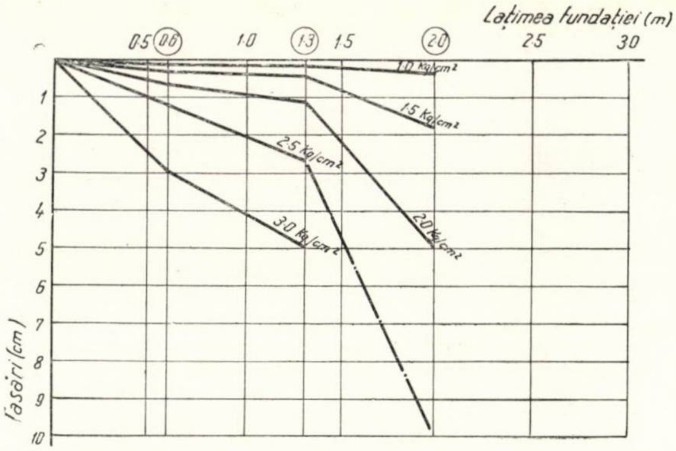


Fig. 5. Variația tasărilor cu lățimea fundației
Încercări experimentale Sud II Berceni. Teren inundat

Indicațiile date de aceste doze, care sînt calitative, marcînd numai înaintarea frontului de umezire, au arătat o viteză de avansare a apei pe verticală de 0,5—0,75 m/zi.

Pentru urmărirea infiltrării pe orizontală s-au utilizat atît doze de umiditate INCERC, cît și foraje de control de 2″ cu preluare de probe la ciupitor din 0,5 în 0,5 m adîncime.

Forajele au fost executate pe două direcții la distanțe de 1,5—3,0—6,0 și 10,0 m de incinte, probele fiind preluate la intervale regulate de timp. Rezultatele determinărilor de umiditate, reprezentate grafic sub forma unor curbe de egală umiditate, au dus la următoarele concluzii :

La incinta I ($h = 1{,}0$ m), curba umidității de 20% a ajuns la 1,5 m distanță de incintă, după circa 30 zile, iar cea a umidității maxime de 22,5%, după 45 zile. De remarcat că la distanța de 3,0 m de incintă, umiditatea naturală nu s-a modificat nici după 75 zile de la începerea inundării.

La incinta II ($h = 2{,}0$ m), curba umidității 20% a ajuns la 1,5 m de incintă, după circa 15 zile, iar la 3,0 m, după circa 45 zile.

Curba umidității maxime de 25% a atins distanța de 1,5 m, după circa 45 zile, dar nu a ajuns la 3,0 m nici după 75 de zile.

În forajele situate la o distanță de 6,0 m de incintă, umiditatea nu s-a modificat nici după 75 de zile.

Din datele prezentate rezultă următoarele :

— Stratul de lut mai argilos și fără macropori din suprafață (Orizont LB) are o permeabilitate redusă și constituie un ecran foarte bun împotriva infiltrării apelor care se face lent (cca. 0,05 m/zi). În acest caz, după 75 zile, frontul de umezire nu atinge o distanță mai mare de 3,0 m de incintă.

— Înaintarea frontului de umezire în lut mai prăfos, macroporic (Orizont LC), este mai accentuată decît în primul caz, rămînînd totuși destul de lentă. Pe verticală, viteza de infiltrare este de 0,5—0,75 m/zi, iar pe orizontală, de 0,065—0,10 m/zi.

Frontul de umezire depășește în acest caz distanța de 3,0 m de incintă, fără să se atingă însă distanța de 6,0 m.

Menționăm că valoarea datelor obținute este oarecum limitată de structura particulară a stratificației, fără intercalații argiloase și cu posibilitatea drenării apei în adîncime.

Este sigur că prezența unui orizont argilos în baza pachetului de luturi mărește posibilitatea de răspîndire a apei infiltrate, așa cum s-a observat la blocurile R4 și R6 Berceni.

b. Încercările de tasare s-au executat pe un număr de șase fundații experimentale, avînd dimensiuni variabile pentru a se putea urmări influența lățimii asupra tasării. S-au utilizat trei tipuri de fundații 0,6 × 0,6 m, 1,3 × 1,3 m și 2,0 × 2,0 m, așezate la adîncimea de 2,0 m, o serie pe teren în stare de umiditate naturală și o altă serie pe teren inundat. Încărcarea s-a făcut în trepte de 0,5 kg/cm² pînă la presiunea de 3,0 kg/cm², după metodica curentă.

Rezultatele încercărilor (fig. 4 și 5) duc la următoarele constatări :

— Tasările luturilor macroporice în stare de umiditate naturală sînt foarte reduse, variind între 0,21—0,68 cm pentru presiunea de 3,0 kg/cm^2. De remarcat că variaţia tasărilor este liniară şi creşte mai puţin decît raportul laturilor fundaţiei.

---

* Încercările au fost executate de o echipă a ISPIF condusă de ing. N. Stoica și ing. A. Marcu

— Tasările după inundarea terenului sînt sensibil mai mari decît cele în stare naturală, atingînd 5,0 cm la fundaţia 1,3 × 1,3 m pentru presiunea de 3,0 kg/cm^2, iar la fundaţia 2,0 × 2,0 m pentru presiunea de 2,0 kg/cm^2. Prin extrapolare se poate aprecia că la fundaţia 2,0 × 2,0 m tasările ar fi atins circa 10 cm la presiunea de 2,5 kg/cm^2 şi peste 15 cm la presiunea de 3,0 kg/cm^2.

— Valoarea maximă a tasărilor observate nu depăşeşte pentru presiuni pînă la 2,0 kg/m^2 valoarea maximă admisă de normativele în vigoare de 8 cm.

— Influenţa presiunii asupra tasărilor creşte simţitor peste presiunile de 1,5—2,0 kg/cm^2, în funcţie şi de lăţimea fundaţiei, denotînd apariţia de zone plastice. Astfel, peste presiunea de 1,0 kg/cm^2, se poate considera că tasările cresc, dar rămîn în limitele proporţionalităţii pînă la presiuni de 2,0—2,5 kg cm^2 pentru fundaţiile cu laturi de 0,6 şi 1,3 m. Pentru fundaţia cu latura de 2,0 m, limita proporţionalităţii este atinsă la presiunea de circa 1,5 kg/cm^2.

— Influenţa lăţimii fundaţiei asupra tasărilor este sensibilă, mai ales peste dimensiunea de 1,3 × 1,3 m. Pentru fundaţiile cu lăţimi de 0,6 şi 1, 3 m, tasările inundate cresc aproximativ proporţional cu raportul laturilor (1,3—2,3). Peste aceste dimensiuni cresc mult mai mult decît raportul laturilor (2,2—4,7), creşterile fiind cu atît mai mari, cu cît presiunea este mai mare. Rezultă că stratele din adîncime, mai prăfoase şi mai sensibile la înmuiere, aduc încă o contribuţie importantă la tasare (fig. 4 şi 5).

c. Deşi nu s-au putut executa inundări pe suprafeţe mari pentru a observa tasarea terenului sub sarcina proprie, totuşi s-au putut trage unele concluzii urmărindu-se reperii montaţi pe suprafaţa gropii fundaţiilor inundate, reperi care după două săptămîni de umezire nu au dat tasări.

De altfel şi tasările fundaţiilor sub sarcina de 1,0 kg/cm^2, echivalentă sarcinii geologice, au fost practic neînsemnate (0,13—0,37 cm). Apare aproape cert că tasările terenului sub sarcină geologică sînt practic nule, ceea ce era de aşteptat la strate argiloase cu porozitate medie, care nu depăşesc grosimea de 5—6 m.

Urmează totuşi ca, în etapa următoare de cercetări, să se facă inundarea unei gropi de dimensiuni mari (20 × × 20 m), cu această ocazie făcîndu-se pe fundul gropii, după umezirea completă a masivului, o lestare pînă la 1,0 kg/cm^2, pentru stabilirea sarcinii uniform repartizate, pentru care încep să apară tasări, indicînd o eventuală prăbuşire a structurii macroporice.

CONCLUZII

Din cercetările întreprinse pînă în prezent pe terenurile macroporice de pe cîmpia sudică a oraşului Bucureşti se desprind unele constatări care vor orienta în viitor proiectarea construcţiilor pe astfel de terenuri.

În primul rînd ancheta asupra construcţiilor a arătat că, în ciuda unor infiltraţii datorite sistematizării verticale cu pante insuficiente, defecţiunilor de instalaţii şi umpluturilor necorespunzătoare executate în jurul blocurilor şi de-a lungul traseelor instalaţiilor exterioare, comportarea clădirilor a fost corespunzătoare nesemnalîndu-se degradări în structura de rezistenţă. Înclinarea blocurilor amintite confirmă că numai infiltraţii masive, de lungă durată, au putut duce la tasări relativ mari, cu repercusiuni limitate însă şi numai asupra condiţiilor de exploatare a construcţiilor. Faptul se datoreşte desigur infiltrării lente a apelor în teren şi unor tasări de umezire care numai în mod excepţional pot atinge 20 ÷ 30 cm.

Aceste tasări relativ reduse, comparativ cu cele care survin pe loessuri, se datoresc argilozităţii ridicate şi porozităţii mai scăzute a luturilor din Bucureşti.

Aceste prime constatări au fost confirmate şi precizate de încărcările executate în 1966 pe teren.

Într-adevăr, viteza de infiltrare a apelor este relativ scăzută, fiind necesare cîteva săptămîni pentru atingerea unei umidităţi ridicate, în cazul unor infiltraţii din exterior. Infiltraţiile pe verticală progresează mai repede, dar apare aproape cert că inundări de cîteva zile nu pot provoca tasări periculoase, mai ales în cazul unor subsoluri pardosite.

Încercările de tasare au arătat că pentru fundaţii cu dimensiuni pînă la 2 × 2 m (sau pentru tălpi echivalente, cu lăţimi de 1,2—1,3 m) şi pentru presiuni pînă la 2,0 kg/cm^2 nu apar tasări de inundare mai mari de cîţiva cm, ceea ce pare admisibil pentru anumite tipuri de structuri şi înălţimi (p + 4).

La presiuni mai ridicate de 2,0 kg/cm^2 şi pentru fundaţii mai mari tasările cresc simţitor şi par să fie datorate şi unor cedări plastice.

Deşi încercările executate pînă în prezent nu lămuresc complexitatea problemelor legate de caracterizarea pămînturilor macroporice din oraşul Bucureşti, rezultă totuşi evident că aceste pămînturi au caracteristici mult mai favorabile decît loessul tipic, de care se deosebesc radical în unele cazuri. Apare implicit că nici măsurile care trebuie luate pentru fundarea construcţiilor nu pot avea aceeaşi extindere, riscul şi amploarea degradărilor fiind mult reduse în comparaţie cu cele ale construcţiilor fundate pe loess.

De aici necesitatea întocmirii unor instrucţiuni regionale de măsuri, care urmînd în mare linia normativelor în vigoare să fie totuşi adaptate particularităţii pămînturilor din oraşul Bucureşti.

Considerăm că, pe baza studiilor şi încercărilor executate pînă în prezent, rezultă că sistemul de fundare utilizat în proiectele I.P.B. cu tălpi continue încrucişate, cu cuzineţi şi pereţi de beton armat, s-a dovedit eficace pentru construcţii pînă la p + 10 niveluri, chiar în cazul unor tasări neuniforme de pînă la 30 cm.

Pentru construcţii mai înalte este necesară luarea în considerare fie a unui sistem de consolidare a stratului macroporic pe toată grosimea lui, fie a unui sistem de fundare pe piloţi portanţi.

Pentru reducerea riscului infiltraţiilor de apă din instalaţii se întrevede necesitatea centralizării reţelelor purtătoare de apă şi localizarea racordurilor în cît mai puţine puncte de pătrundere în construcţie, asigurîndu-se astfel o mai bună supraveghere şi întreţinere.

În scopul precizării unor probleme încă insuficient clarificate, urmează să se execute o a treia etapă de cercetări constînd în primul rînd din încercarea unui tronson experimental de clădire p + 4 din panouri mari.

Această încercare urmăreşte să stabilească între altele mărimea tasărilor date de tălpi de fundaţie cu dimensiuni mai mari, viteza de producere a tasărilor în funcţie de viteza de infiltraţie a apei, repartiţia presiunilor şi tasărilor pe diferitele orizonturi de pămînt etc. Şi mai importante sînt datele care se vor obţine cu privire la reacţiunea construcţiilor din panouri mari şi a construcţiilor în general la tasările produse, cu privire la unii coeficienţi necesari calculului structurilor precum şi la mijloacele de intervenţii cele mai eficace, necesare pentru împiedicarea degradărilor sau pentru remedierea lor în cazul în care s-au produs.

Pentru zonele în care pămîntul macroporic atinge grosimi maxime de 6—7 m se preconizează şi o serie de cercetări asupra comportării pernelor de pămînt compactat, pentru reducerea tasărilor de înmuiere, şi în special asupra eficacităţii şi economicităţii îndesării de adîncime cu piloţi de pămînt, ca mijloc pentru eliminarea tasărilor de umezire a luturilor macroporice de Bucureşti.

Amortizarea zgomotelor la instalațiile de condiționare a aerului la centrul de televiziune București

Ing. R. Iliescu
I.P.B.

La stadiul actual de dezvoltare economică a țării noastre, construirea centrului de televiziune București răspunde unor necesități obiective, atît pentru extinderea orelor de program, introducerea canalului doi, cît și pentru îmbunătățirea condițiilor de pregătire și realizare a emisiunilor în alb-negru, iar în viitorul apropiat trecerea la emisiuni color.

Proiectul acestui centru se elaborează de Institutul Proiect București, în colaborare cu specialiștii radio-televiziunii române, iar execuția lucrărilor de instalații se realizează de I.I.M.I. din cadrul Sfatului Popular al Orașului București.

Cuprinzînd o mare diversitate de funcțiuni, ansamblul construit în sistem pavilionar cuprinde un corp cu 3 studiouri mari (2×600 m^2 + 1×800 m^2) cu toate anexele lor tehnice, un corp de producție (ateliere), un corp pentru producția de filme și un pavilion redacție-administrație.

Concepția de proiectare sintetizează experiența obținută din condițiile de echipare și exploatare ale centrelor recent construite în Europa, ca urmare a vizitării acestora și a unei ample documentații.

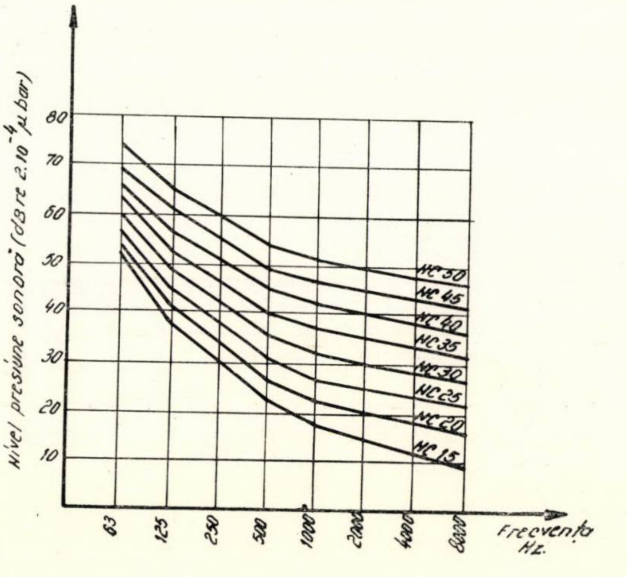
La proiectarea instalațiilor de climatizare a aerului, o preocupare specială a constituit-o problema zgomotului, cu aspecte condiționate nemijlocit și de procesul tehnologic, pentru majoritatea încăperilor de producție (studiouri de dramă, actualități, muzică; regii audio și video, încăperi de înregistrare și retransmisii, telecinema, controluri tehnice video-audio, programe, precum și alte anexe tehnice).

Fiecare încăpere, funcție de destinație și echipament, admite un anumit nivel de zgomot perturbator maxim, pentru buna desfășurare a procesului tehnologic.

Este de remarcat că în afară de criteriul unui prag inferior al audibilității, trebuie luată în considerare și sensibilitatea microfoanelor, care pot capta zgomote și sub pragul critic; acestea trecute apoi prin amplificatori pot deveni perturbatoare la recepție.

La zgomotele produse de echipamentul instalațiilor de condiționare, energia acustică este prezentă la toate frecvențele, în cantități variabile; considerarea unei singure valori a nivelului presiunii sonore, pentru zgomotul maxim admisibil, nu este un criteriu suficient pentru asigurarea unui rezultat optim calitativ.

Fig. 1. Curbe criteriale de zgomot după scara C



De aceea analiza s-a efectuat pentru întreaga gamă de frecvențe care acoperă domeniul zgomotelor perturbatoare, practic frecvențele medii ale benzilor de o octavă, considerînd în spectru fiecare bandă suficient de selectivă pentru specificul calitativ al zgomotelor produse de instalații.

Analiza selectivă pentru spații cu diferite destinații a făcut în ultimul timp obiectul unor experimentări riguroase, stabilindu-se curbe criteriale maxime admisibile pentru nivelul presiunii sonore în fiecare bandă de frecvență.

Folosind curbele criteriale internaționale în scara C, din figura 1, se observă condițiile deosebit de riguroase impuse studiourilor (N C 20) și altor încăperi tehnice (N C 20—25).

Ținînd seamă de sensibilitatea echipamentului de captare precum și de unele toleranțe calitative ce trebuie acordate execuției, în calculele acustice pentru încăperile unde sînt instalate microfoane s-a considerat teoretic nivelul maxim admis al curbei N C 15.

La proiectarea instalațiilor de condiționare s-a urmărit:

— analiza calitativă — în toate benzile de frecvență — a zgomotelor produse de diferite elemente ale instalațiilor în timpul funcționării;

— atenuarea calitativă a zgomotelor, atît printr-o proiectare rațională a instalației, cît și prin prevederea unor atenuatori speciali, astfel încît nivelul presiunii sonore finale în zona de lucru să fie sub valorile curbelor N C stabilite prin temă, în toate benzile de frecvență.

SURSELE DE ZGOMOT

În instalațiile de condiționare centralizate, zgomotele perturbatoare sînt produse de ventilatoare, clapetele de reglaj, ghidaje, grilele dispozitivelor de introducere și evacuare a aerului; de asemenea apar transmisii de zgomote între încăperi.

Ventilatoarele. Orice ventilator produce zgomot, avînd niveluri diferite de putere acustică în diferite benzi de frecvențe; nu este mai puțin adevărat că zgomotul oricărui ventilator poate fi atenuat pînă la nivelul dorit. Problemele care se pun aici îmbracă însă aspecte economice, deoarece atenuarea se realizează cu mijloace costisitoare, care pot întrece chiar valoarea ventilatorului sau a unei bune părți a instalației.

De aceea, se impune folosirea unor ventilatoare cît mai silențioase. În afară de condițiile cunoscute de silențiozitate (turație redusă, viteză tangențială limitată la paletele rotorului etc.) analiza calitativă a zgomotelor produse a arătat că:

— ventilatoarele centrifugale au în general cele mai ridicate niveluri ale puterii acustice în benzile de joasă frecvență, a căror amortizare este sensibil mai dificilă și mai costisitoare;

— ventilatoarele axiale au nivelurile de putere acustică maxime în benzile cu valori medii de 250—500 Hz, care se pot atenua cu cheltuieli mai reduse.

Beneficiind de posibilitatea de a procura echipament din import, datorită condițiilor acustice atît de riguroase, alegerea tipului ventilatoarelor a format obiectul unor preocupări speciale la proiectare.

În afară de criteriile obișnuite (randament, preț de cost, gabarite etc.) studiul curbelor analitice ale puterii sonore a contribuit efectiv la alegerea mașinilor pentru instalațiile de climatizare.

Analiza a condus la alegerea ventilatoarelor axiale, care astfel se montează pentru prima oară la noi în țară în instalații de climatizare pentru clădiri cu caracter social-cultural.

În figura 2 se prezintă curbele comparative ale unor tipuri de ventilatoare analizate. S-au ales tipurile caracterizate de curba nr. 3.

Ventilatoarele folosite prezintă gabarite reduse, pot funcționa în 3 trepte de viteză cu variația corespunzătoare a consumului de energie electrică (fără reostate), iar unghiul paletelor fiind variabil permite modificarea performanțelor (debit de aer și presiune) în timpul exploatării, dacă eventual condițiile de temă se modifică — fenomen curent la studiouri de televiziune.

În afară de analiza calitativă a zgomotului produs de ventilator, la proiectare s-au avut în vedere și următoarele principii :

— dimensionarea corectă a ventilatorului, sub aspectul presiunii ce trebuie s-o dezvolte în rețea, este factorul cel mai important pentru asigurarea unei funcționări silențioase ;

— zgomotul ventilatorului va fi cel mai redus, atunci cînd funcționînd în rețea va debita cantitatea de aer calculată și va realiza presiunea statică cerută ;

— pentru producerea zgomotului sînt necesare cantități foarte mici de energie ; un ventilator subdimensionat va avea randament mai scăzut, iar viteza sporită a fluxului de aer prin ventilator va genera un zgomot sporit ; ventilatoarele supradimensionate sînt de asemenea mai zgomotoase din cauza separării fluxului de aer pe porțiuni ale paletelor ;

— calculul corect al pierderilor de sarcină pe rețeaua în care funcționează ventilatorul și alegerea unui punct de funcționare pe curba caracteristică a acestuia, în concordanță cu zona randamentului optim și rezistența rețelei, sînt condiții esențiale de silențiozitate.

ZGOMOTE PRODUSE DE ALTE DISPOZITIVE ÎN SISTEMUL DE CANALE

Curgerea forțată a aerului dă naștere la energie acustică în orice element care creează vîrtejuri, cum ar fi : palete de dirijare, clapete de reglaj, grile terminale în camere.

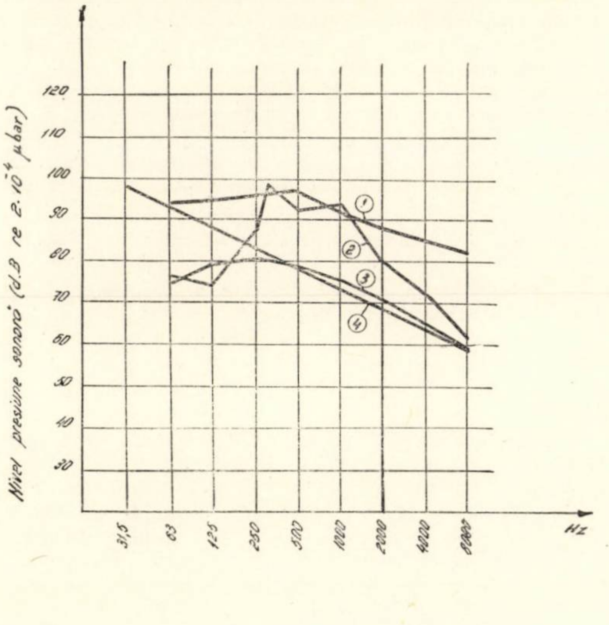
Zgomotul devine puternic la viteze mari de trecere ale aerului prin aceste piese.

Vehicularea aerului cu viteze sub 4 m/s prin palete de dirijare nu genereazà zgomote perturbatoare, cu condiția ca paletele să fie suficient de rigide și bine fixate.

Zgomotele produse de grilele terminale din camere nu pot fi atenuate și se transmit direct, astfel încît sînt recomandate viteze sub 2 m/s. Pentru fiecare 10% creștere de viteză, nivelul puterii zgomotului crește cu 4 dB.

Cele mai periculoase sub aspect acustic sînt clapetele de reglaj, montate pe canale și mai ales în apropierea grilelor terminale din camere. Prin reducerea secțiunii cu 12%, 30%, 50%, rezistențele la trecerea aerului cresc respectiv la 150%, 200%, 400%, iar nivelul zgomotului cu $4^1/_2$, 8, 16 dB.

Fig. 2. Analiza calitativă a nivelelor presiunii sonore măsurate în aer liber pentru ventilatoare 60 000 m³/h cu 60 mm H_2O



De aceea s-au evitat pe cît posibil aceste clapete de reglaj, iar acolo unde au fost strict necesare s-au montat la minimum 1 m distanță, tratîndu-se cu materiale absorbante porțiunea de canal cît și cutia terminală cu grilă.

TRANSMISIA SUNETELOR ÎNTRE ÎNCĂPERI PRIN SISTEMUL DE VENTILAȚIE

Dacă mai multe încăperi, cu destinații și zgomot propriu diferite, sînt alimentate cu același grup de condiționare, apare o transmitere a zgomotului dintr-o încăpere în cealaltă, fie prin distribuitorul comun de aer, fie prin spațiile din jurul distribuitorului, pe traseul acestuia (treceri prin pereți, rabițuri etc.). În general nu se dă o atenție deosebită acestei posibilități de transmisie, iar după terminarea finisajelor este dificil și costisitor de intervenit.

La centrul de televiziune s-au adoptat următoarele măsuri :

— S-a lungit drumul parcurs de unda sonoră între grilele camerelor condiționate, calculînd atenuarea naturală a zgomotelor ; dacă din calcule au rezultat lungimi neeconomice de canale, s-au introdus absorbanți acustici în canale pe acest parcurs.

— Toate canalele s-au izolat exterior cu vată minerală (chiar unde izolarea termică nu era necesară) pentru a opri transferul sunetelor din canale în spațiul înconjurător.

— S-a prevăzut închiderea îngrijită a spațiilor din jurul canalelor, la trecerea acestora prin planșee, pereți, etc. și s-a eliminat contactul direct al elementelor instalației de ventilație cu structura prin fîșii de pîslă interpuse la susțineri, brățări, reazeme, treceri prin goluri etc. ...

Pentru a nu fi atacată de insecte în timp, pîsla se tratează înainte de montaj cu fluosilicat de sodiu, aprovizionat de la fabricile noastre de hiperfosfați (Valea Călugărească, Năvodari).

ATENUAREA ZGOMOTELOR

Zgomotele produse de sursele menționate se propagă prin canalele de aer, spațiile înconjurătoare acestora și prin structura clădirii.

În ce privește ultimele două moduri de propagare, în afară de unele măsuri arătate mai sus, s-au prevăzut amortizoare cu resorturi sau cauciuc la fixarea ventilatoarelor, plăci de plută sub fundații, burduturi din pînză impermeabilă ignifugată la racordarea elementelor cu vibrații proprii de restul sistemului de ventilație.

O execuție corectă cu respectarea acestor măsuri este determinantă în asigurarea protecției contra zgomotelor ce se propagă prin medii solide.

Atenuarea zgomotelor ce se transmit prin canalele de aer, cel mai greu de realizat, a făcut obiectul unei preocupări speciale la proiectare.

S-a căutat a se folosi la maxim atenuarea naturală, care se obține fără cheltuieli suplimentare, cu efecte foarte bune, cu condiția să fie cunoscute mijloacele tehnice de realizare.

Atenuarea naturală se obține ca rezultat al următoarelor fenomene fizice : a — transferul de energie acustică la pereții canalelor ; b — reflexia undelor sonore la extremitatea deschisă a canalelor ; c — reflexia sunetelor la coturi.

Canalele de tablă de secțiune rectangulară, prin transferul de energie acustică, intră în vibrație, mai ales la frecvențe joase, realizînd o atenuare de ordinul 0,6 dB/m în benzile cu valori medii de 63 și 125 Hz, iar pentru frecvențe mai mari de 250 Hz atenuarea se reduce la circa 0,3 dB/m.

Deși efectul pare redus, la trasee mai lungi s-a realizat o bună atenuare.

Pentru canalele acoperite cu izolație termică în exterior, s-au luat în calcule valori duble față de cele arătate mai sus.

Canalele cilindrice nu intră în vibrație în aceeași măsură cu cele rectangulare, atenuările naturale fiind mai reduse.

Canalele de zidărie, neavînd aceleași proprietăți cu cele de tablă, s-au calculat pe baza coeficientului de absorbție al pereților după materialul din care sînt realizați.

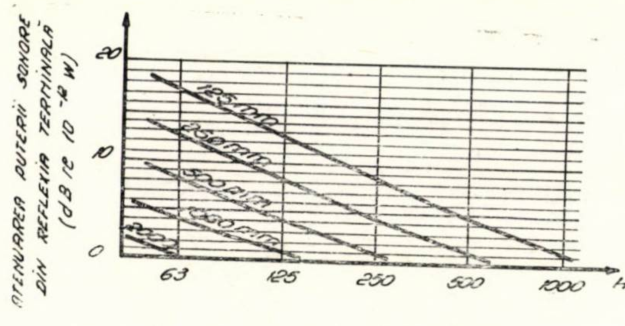


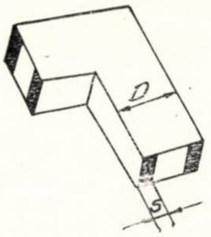
Fig. 3. Atenuarea datorită reflexiei terminale

La extremitatea deschisă a canalelor spre încăperi, lărgirea bruscă a spațiului de transmisie a undelor sonore lucrează ca un ecran invizibil de reflexie a sunetului înapoi în conductă, mai ales la frecvențe joase, încît numai o parte din energia sonoră este radiată în încăpere. În figura 3 se prezintă nomograma de calcul al acestor atenuări terminale. Curbele indică diametrul conductelor circulare sau rădăcina pătrată a ariei secțiunii canalelor dreptunghiulare.

Valorile din nomogramă sînt valabile cînd grilele se află la cel puțin 1 m de suprafețele adiacente peretelui pe care sînt plasate. Pentru distanțe mai mici se aplică în calcul corecții la atenuările obținute.

Schimbările de direcție a canalelor de aer constituie prilejuri de reflexie a undelor sonore, rezultînd atenuări naturale ale zgomotelor. Atenuarea în coturile rotunjite variază între 1 și 3 dB în frecvențe medii și înalte. În coturile drepte (puțin folosite în practica de proiectare din cauza unor rezistențe locale sporite), atenuarea crește sensibil, mai ales la frevcvențe la care lungimea de undă a sunetului este de același ordin de mărime cu lățimea canalului. Calculele s-au efectuat cu valorile indicate în tabela din figura 4.

Fig. 4. Atenuarea zgomotelor în coturi drepte



DIMENSIUNEA D (LATURA MARE)	VALOAREA MEDIE A BENZILOR DE OCTAVA							
	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000
FARA IZOLATIE								
250 mm			1	5	7	5	3	3
1000 mm	1	5	7	5	3	3	3	3
IZOLATIE ÎNAINTE								
250 mm			1	5	8	6	8	11
1000 mm	1	5	8	6	8	11	11	11
IZOLATIE DUPA COT								
250 mm			1	6	11	10	10	10
1000 mm	1	6	11	10	10	10	10	10
IZOLATIE ÎNAINTE SI DUPA COT								
250 mm			1	6	12	14	16	18
1000 mm	1	6	12	14	16	18	18	18

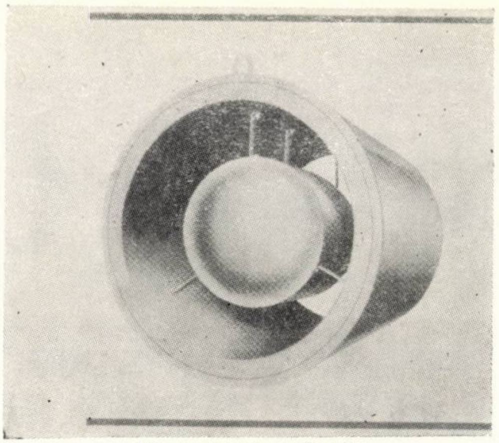


Fig. 5. Amortizor cilindric

Prin prevederea unor absorbanți acustici avînd grosimea de cel puțin 0,1 D înainte și după cot, pe porțiuni de canal de cel puțin 2 D, s-au ridicat sensibil valorile atenuărilor, mai ales în benzile de frecvență medii și înalte, absorbind și energia undelor staționare. Pentru grosimi mai mici de absorbanți, s-au lungit proporțional porțiunile pe care se aplică tratamentul.

Atenuări cu elemente speciale

Pe traseele în care atenuările naturale s-au dovedit din calcul insuficiente, fie pentru întregul spectru sau numai anumite benzi de frecvențe, a fost necesară luarea unor măsuri suplimentare.

Pentru frecvențe medii și înalte, s-au tratat porțiuni ale canalelor de distribuție cu saltele de vată minerală în grosimi de 4, 5, 10 cm, realizînd atenuări teoretice (prin calcul) cuprinse între 2—6 dB/m. Cu cît grosimea izolației crește, cu atît cresc valorile atenuărilor în frecvențe mai joase.

Porțiunile tratate s-au plasat pe cît posibil lîngă schimbările de direcție (în coturi), pentru a beneficia de avantajul interacțiunii acestora cu reflexia naturală a sunetului în cot. Tratarea canalelor cu absorbanți acustici constituind o investiție costisitoare, s-a găsit mai economic a se folosi amortizori de zgomot, care concentrează cantități mai mari de material absorbant pe distanțe scurte. Folosirea ventilatoarelor axiale a permis cuplarea directă a mașinilor cu amortizori cilindrici de mare eficiență (fig. 5), ale căror performanțe tehnice sînt arătate în graficele din figurile 6 și 7.

În afară de acest tip, pe canalele rectangulare la dimensiuni mai reduse s-au montat și atenuatori obișnuiți, constituiți din vată minerală în grosime de 5—10 cm, aplicată pe o carcasă exterioară din tablă galvanizată, iar spre interior o carcasă din tablă perforată; diametrul și distanța între perforații au fost calculate pentru atenuări în benzile de frecvență cerute de fiecare poziție de montaj în parte.

În ceea ce privește atenuarea frecvențelor joase și foarte joase, s-a dovedit mai economic decît tratarea canalelor, să se intercaleze în sistemul de distribuții camere de amortizoare plasate cît mai aproape de sursa de zgomot.

Atenuarea se realizează pe baza următoarelor fenomene fizice :

a) La intrarea în cameră, are loc o reflexie a undelor sonore înapoi în canale (vezi nomograma din fig. 3).

— Puterea sunetului radiat direct se împarte proporțional cu ariile secțiunilor canalelor de ieșire, de asemenea scade cu pătratul distanței (*d*) și cu unghiul de directivitate (θ).

b) Energia sunetului pătruns în cameră ajunge la gurile de ieșire, fie prin radiație directă (după linia ab), fie reflectat de pereții camerei.

— Energia sonoră transmisă prin reflexie se împarte de asemenea proporțional cu ariile secțiunilor canalelor de ieșire; totodată ea este diminuată în funcție de cîmpul de

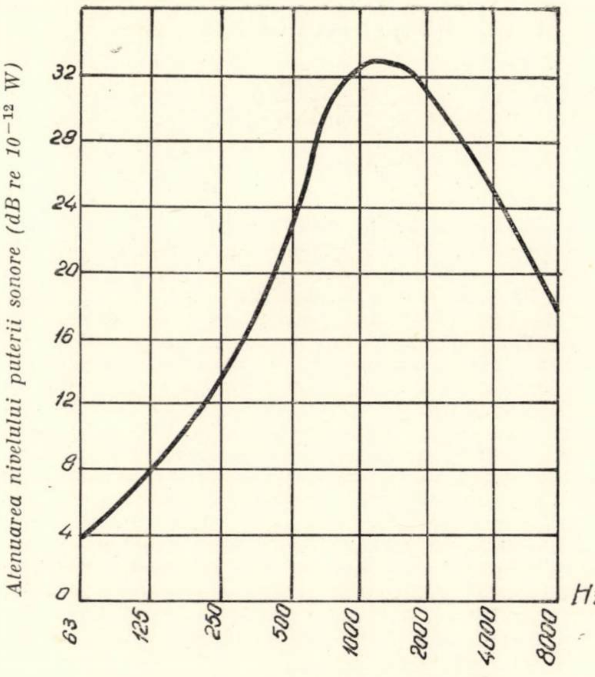


Fig. 6. Atenuarea realizată cu amortizorul cilindric

reverberație al camerei, care depinde de tratamentul acustic al acesteia (coeficientul de absorbție și aria izolată).

În calcule se poate folosi relația lui Wells, care exprimă fenomenele acustice indicate la punctul b de mai sus:

$$W = 10 \log_{10} \left(\frac{A_2 \cos \theta}{2 \pi d^2} + \frac{A_2}{A_T} \cdot \frac{1 - \bar{\alpha}}{\bar{\alpha}} \right)$$

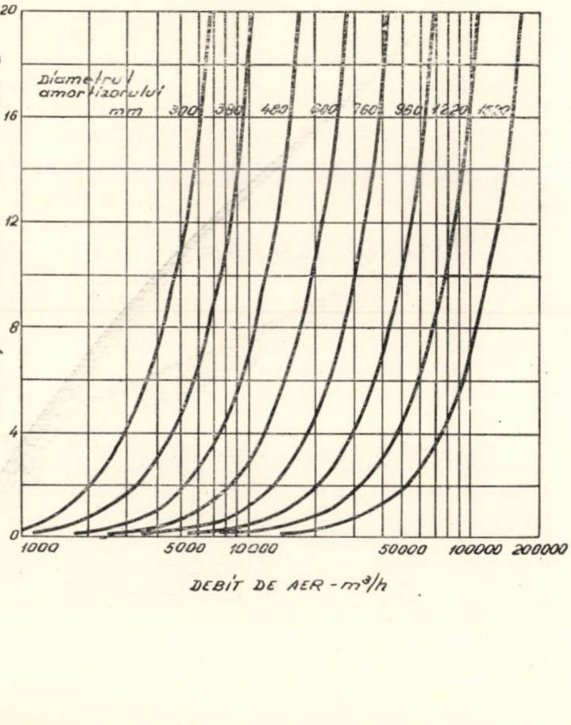
în care:

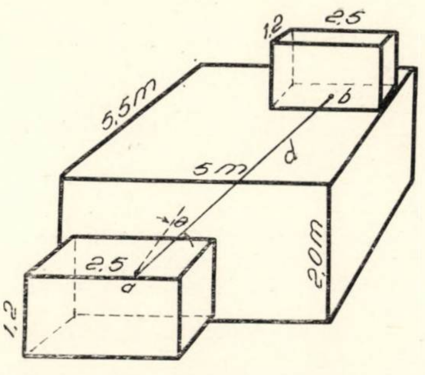
W este atenuarea nivelului puterii acustice în dB în camera de amortizare;

$$\bar{\alpha} = \frac{\alpha (A_L) + A_1 + A_2}{A_T};$$

A_1 — aria secțiunii de intrare;
A_2 — aria secțiunii de ieșire considerate;

Fig. 7. Pierderile de sarcină în amortizorul cilindric





Hz	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000
aten. dB	10	11	13	13	14	14	14	14

Fig. 8. Camera de amortizare

A_L — aria suprafețelor tratate acustic cu materiale absorbante;
A_T — aria totală a fețelor interioare ale camerei;
θ — unghiul de directivitate;
d — lungimea segmentului $\overline{ab}$;
α — coeficientul de absorbție al materialului folosit pentru izolația fonică (pentru vată minerală, vezi tabela de mai jos).

Coeficienți de absorbție α pentru izolații cu saltele de vată minerală:

Felul izolației	Frecvențe medii ale benzilor de o octavă (Hz) 125	250	500	1000	2000	4000
2,5 cm pe suport rigid	0,08	0,24	0,48	0,72	0,85	0,85
5 cm pe suport rigid	0,18	0,54	0,72	0,85	0,85	0,85
10 cm pe suport rigid	0,42	0,66	0,75	0,85	0,85	0,85
2,5 cm cu 2,5 cm spațiu de aer	0,12	0,34	0,64	0,82	0,85	0,85
5 cm spațiu de aer	0,24	0,68	0,84	0,85	0,85	0,85

Pentru o cameră de amortizare, avînd dimensiunile din figura 8, izolată interior pe toate fețele cu saltele de vată minerală de 10 cm grosime, s-au obținut prin calcul atenuările indicate în tabelă.

★

Elementele de proiectare prezentate nu au pretenția de a fi epuizat toate datele tehnice și nici metodologia de calcul acustic pentru instalațiile de climatizare; prin abordarea unor aspecte fenomenologice referitoare la sursele de zgomot perturbator și mijloacele de atenuare, intenția este ca lucrarea să aibă caracterul unui mesaj.

Un mesaj către proiectanții instalațiilor de ventilații, pentru a-și însuși tehnica proiectării acustice, principiile acesteia trebuind a fi observate în concepția de realizare a instalațiilor propriu-zise, pentru obținerea unor rezultate calitative superioare și minimum de cheltuieli.

Metodele de calcul în proiectarea acustică fiind extrem de simple, apare doar necesitatea unei preocupări pentru completarea culturii noastre tehnice spre a fi la nivelul exigențelor contemporane în profesiune.

Bibliografie

[1] * * *: *Guide and Data Book* — cap. 14, New York, A.S.H.R.A.E., 1965/1966.
[2] * * *: *Woods-Design for Sound*, Essex-England, ed. Woods of Colchester, 1966.
[3] * * *: *Woods-Guide pratique de ventilation*, Paris, ed. Dunod, 1963.
[4] * * *: *Manuel des Industries Thermiques*, vol. III, Paris, ed. Dunod, 1961

Instalaţiile de curenţi slabi într-un hotel modern

Ing. Al. Băilescu, ing. V. Marinescu
I.P.B.

Condiţiile actuale de dezvoltare a societăţii moderne, relaţiile comerciale în necontenită creştere şi turismul, ce cunoaşte în ultima decadă o expansiune nemaiîntîlnită pînă acum, au condus la construirea de noi hoteluri şi centre hoteliere deosebit de mari, cu cerinţe tehnologice şi de confort sporite.

Astăzi, hoteluri de 300—500 camere nu mai sînt o raritate nici pentru Europa, iar hoteluri de 1000 pînă la 2000 de camere au început a-şi face apariţia în diferite părţi ale lumii.

În ţara noastră începutul a fost făcut prin reamenajarea hotelurilor Athénée Palace din Bucureşti, cu 300 de camere, şi Carpaţi din Braşov, cu aproape 400 de camere, iar dezvoltarea turismului şi a relaţiilor noastre cu străinătatea vor face ca noi asemenea întreprinderi să ia fiinţă în viitor.

Cei ce construiesc şi cei ce administrează un hotel ştiu că trebuie să ofere clienţilor confortul cerut de clasa în care acesta a fost încadrat. Însă cu cît cerinţele de confort ale unui hotel sînt mai ridicate, cu atît grijile în ceea ce priveşte recrutarea personalului, modul cum îşi îndeplineşte obligaţiile, precum şi condiţiile în care îşi desfăşoară activitatea, sînt mai mari şi mai greu de satisfăcut. De aceea, la construirea unui hotel nou sau la reamenajarea unui hotel vechi, proiectanţii trebuie să dea o deosebită atenţie instalaţiilor care pot economisi personal şi care pot crea confortul necesar. Este însă de remarcat că cerinţele de confort, în creştere, stau în contratimp cu posibilităţile de a obţine un personal de deservire competent, la care se mai adaugă şi salariile acestuia, ce au o influenţă directă asupra rentabilităţii întreprinderii.

Pe de o parte cerinţele de confort ale oamenilor, stimulate de stadiul actual al tehnicii, iar pe de altă parte nevoile din ce în ce mai mari ale activităţii de deservire, datorite dezvoltării acestor întreprinderi şi traficului mai intens, au făcut ca instalaţiile electrice să aibă în acest domeniu o întinsă aplicare şi prin aceasta să capete o foarte mare importanţă.

Diferit de felul de dotare cu instalaţii electrice, în general, şi în special cu cele de curenţi slabi, pentru hotelurile ce se construiau înainte cu 20—30 ani, în construcţiile hotelurilor moderne, aceste din urmă instalaţii au căpătat o dezvoltare deosebită sub impulsul cerinţelor sporite, atît ale administraţiei întrepriderilor în cauză, cît şi ale pasagerilor.

Tehnica actuală a curenţilor slabi poate deci veni în întîmpinarea rezolvării acestor probleme, dar numai cînd aceasta este bine aplicată. Atunci, pe lîngă confortul ce-l oferă pasagerilor, poate să uşureze desfăşurarea serviciilor în hotel, să mărească rentabilitatea şi să uşureze munca personalului.

Nu trebuie să se înţeleagă însă că aplicarea unei tehnici avansate la instalaţiile cu care un hotel este dotat, şi în special la cele de curenţi slabi, poate în mod nereal să contribuie la micşorarea numărului personalului. Numai o judicioasă dispunere şi grupare a acestor instalaţii poate contribui la aceasta. Practica a arătat că numai o concentrare de funcţiuni poate conduce la o vizibilă economie de personal, oferind în acelaşi timp pasagerilor serviciul cuvenit. Despre aceasta se va vorbi în cele ce urmează, cînd se vor arăta locul şi posibilităţile de dispunere a diferitelor instalaţii.

1. Pupitru cu două locuri de operatoare pentru centrala telefonică „tip hotel" la Athénée Palace-Bucureşti

În timp ce în trecut, instalaţiile de curenţi slabi erau limitate numai la trei — telefonul, apelul prin semnalizare şi ceasornicele electrice — toate puse aproape exclusiv în serviciul pasagerilor, azi aceste instalaţii într-un număr mult mărit au ca scop deopotrivă serviciul pasagerilor, al administraţiei întreprinderii hoteliere şi securitatea localului.

În prezent instalaţiile de curenţi slabi destinate unui hotel modern cuprind instalaţiile de telecomunicaţii, instalaţia electroacustică, instalaţia de ceasornice electrice, instalaţia pentru avertizarea incendiilor, instalaţia pentru controlul pazei şi instalaţia de antenă pentru recepţia programelor de radio şi televiziune.

Instalaţiile de telecomunicaţie cuprind la rîndul lor instalaţia de telefon, instalaţia de telespeaker, instalaţia Telex, instalaţiile de semnalizare şi de chemare, instalaţia de căutare de persoane precum şi instalaţia de poştă pneumatică.

Instalaţiile menţionate se aplică în totalitate sau numai parţial, în raport cu mărimea, categoria şi gradul de confort cerut a se asigura.

În cele ce urmează vom arăta componenţa, modul de aplicare şi caracteristicile fiecărei instalaţii în parte.

1. INSTALAŢIA DE TELEFON

Instalaţia de telefon este una din cele mai importante instalaţii, atît pentru confortul pasagerilor, cît şi pentru nevoile administraţiei. Tipurile de centrală şi de aparate telefonice utilizate într-un hotel se deosebesc constructiv de tipurile utilizate în alte domenii de activitate, datorită condiţiilor proprii de serviciu cărora aceste instalaţii trebuie să le facă faţă.

La proiectarea unei instalaţii telefonice de hotel trebuie deci observate cerinţele generale aplicabile oricărui hotel, precum şi cerinţele proprii obiectivului proiectat în raport cu mărimea sa, categoria şi confortul ce trebuie asigurat.

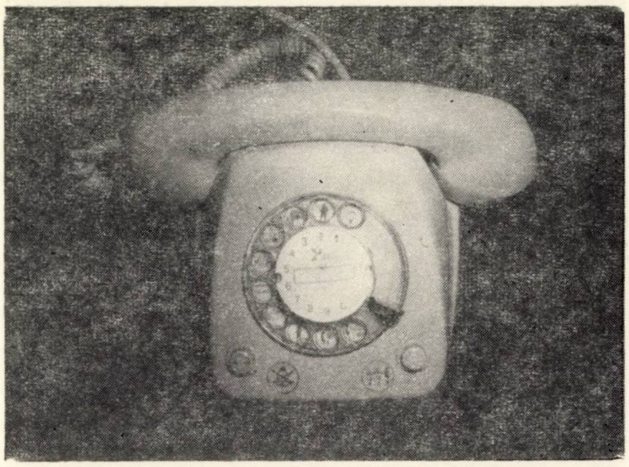
Oricărei categorii i-ar aparţine hotelul, trebuie asigurat ca pasagerul să nu poată fi chemat direct nici din afara hotelului şi nici din interiorul hotelului, de către alţi pasageri sau de personalul de serviciu. Chemarea trebuie să fie posibilă numai prin intermediul operatoarei, pentru ca pasagerul să nu fie deranjat în mod abuziv de persoane rău intenţionate.

În interesul economiei întreprinderii trebuie asigurată, pentru orice mărime sau categorie de hotel, recuperarea, prin taxare automată, a costului convorbirilor telefonice locale sau interurbane, efectuate de pasageri.

La hoteluri de clasă superioară, instalaţia telefonică trebuie să permită pasagerului stabilirea de legături telefonice automate, prin formarea de numere de o singură cifră, cu diferitele servicii ale hotelului, cum sînt : camerista, ospătarul, recepţia, informaţiile, coaforul, restaurantul, garajul, direcţia, mesajele, bagajele, casieria, portarul, operatoarea, centrala oraşului etc. Tehnic însă nu pot fi asigurate decît chemări pentru opt servicii, deosebit de ieşirea directă la oraş şi obţinerea operatoarei.

Serviciile ce urmează să poată fi chemate de către pasageri se aleg avîndu-se în vedere categoria predominantă a clienţilor — turişti, oameni de afaceri sau persoane oficiale — ce vor frecventa hotelul, legat de organizarea şi dotarea hotelului cu serviciile enumerate mai sus.

În hotelurile moderne, chemarea personalului de serviciu nu se mai face deci prin apel optic ca pînă acum. Chemările



2. Aparat telefonic de tip special pentru camerele de cazare, instalat la hotelurile Athénée Palace București și Carpați – Brașov

se fac prin telefon, prin formarea numărului de o singură cifră corespunzător serviciului dorit. Prin aceasta se evită acel dute – vino al personalului, care constituie o pierdere de timp inutilă. Apelul prin telefon ușurează munca și scurtează durata îndeplinirii serviciului solicitat.

Aparatele telefonice ce se instalează în camerele de hotel sînt de tip special și au prevăzute în dreptul numerelor sau în locul numerelor de pe disc, pentru a ușura pasagerului utilizarea, simboluri corespunzătoare serviciilor ce pot fi chemate.

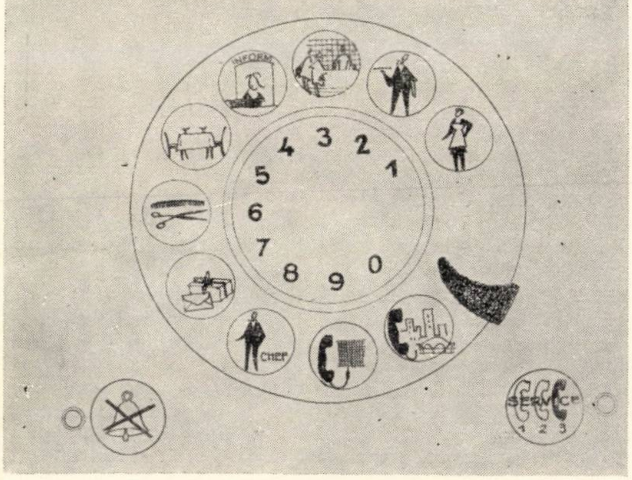
Dacă serviciul chemat este ocupat, pasagerul poate apăsa pe un buton prevăzut tot pe aparat, înainte de a pune microreceptorul pe furcă, pentru ca stabilirea legăturii telefonice dorite să se facă prin chemare automată a ambelor părți, de îndată ce serviciul dorit este liber.

Prin întoarcerea unui alt buton prevăzut pe aparat, pasagerul transmite un semnal la masa operatoarei, care-i indică „nu deranjați" adică nu dați legătura telefonică decît pentru convorbiri urgente sau importante, de exemplu o chemare internațională.

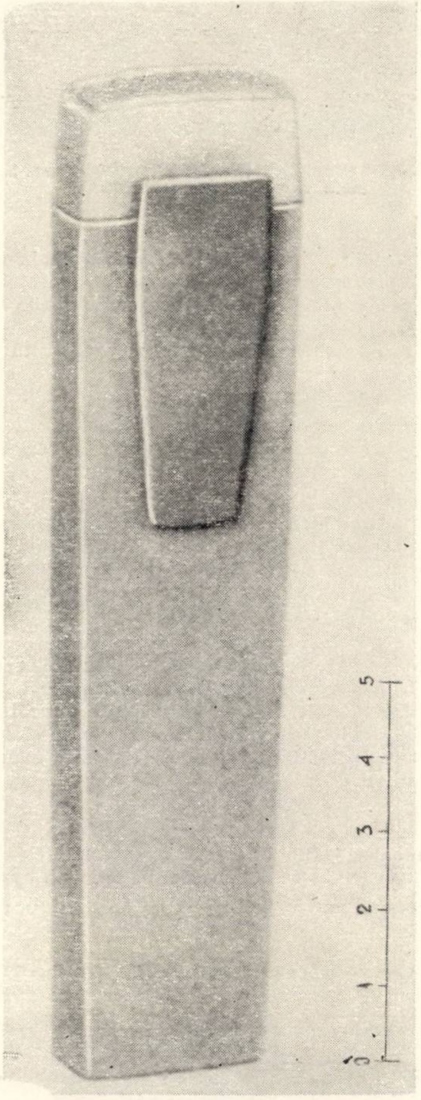
Tot pe aparatul telefonic se află o lampă care se aprinde prin pîlpîire, de îndată ce un aviz sau un mesaj a fost depus telefonic sau la recepție în lipsa pasagerului. În acest caz, prin formarea de către pasager a numărului de o singură cifră, corespunzător mesajelor, i se comunică telefonic conținutul și lampa de semnalizare se stinge.

Pentru ușurința exploatării, numărul ce se atribuie telefonului din camera de hotel este identic cu numărul camerei respective.

3. Discul aparatului telefonic din camerele de cazare cu mascarea prin figuri a numerelor pentru servicii



Pentru dimensionarea instalației telefonice trebuie deci precizat de la început cîte posturi telefonice sînt necesare pentru camerele de cazare și cerințele pentru serviciul telefonic destinat pasagerilor, precum și numărul de posturi telefonice necesare administrației hotelului. În stadiul actual al pretențiilor de confort ale unui hotel modern, se prevede pentru fiecare cameră de cazare un post telefonic. În hotelurile de lux și cu confort sporit se mai instalează și în baie un aparat telefonic legat în paralel cu cel din cameră, spre a se putea răspunde fără deranj la o eventuală chemare. De la acest post nu se pot face însă apeluri telefonice.

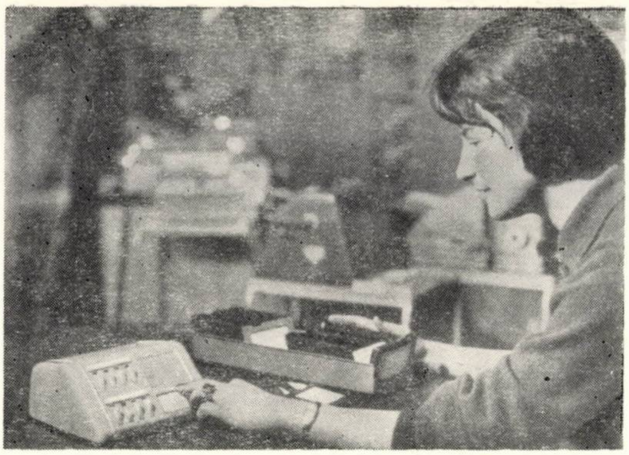


4. Aparatul portabil de apel al instalației fără fir pentru căutarea persoanelor din conducerea hotelurilor Athénée Palace și Carpați - Brașov.

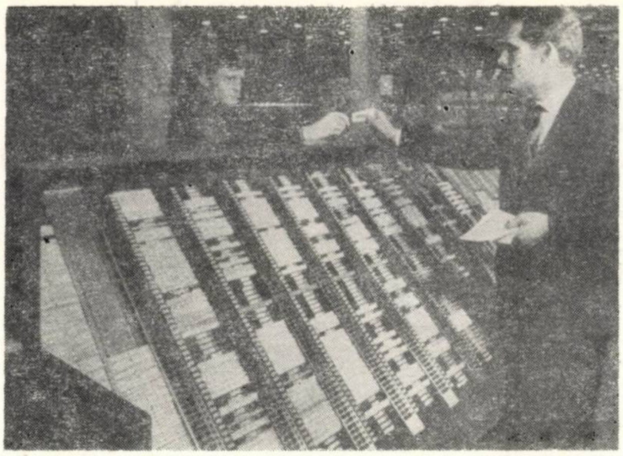
Tipul de aparat ce se instalează în băi este de construcție specială, înlăturînd orice risc de apariție a unor tensiuni periculoase de atingere.

Rezultă deci că numărul posturilor telefonice ale unei instalații de hotel este determinat pe de o parte de numărul camerelor, iar pe de alta de necesarul de posturi telefonice pentru administrație, care la rîndul său depinde de dotările și organizarea hotelului, cum ar fi restaurantul, coafura, garajul, sălile pentru manifestații festive etc.

Trebuie observat că în timp ce serviciul pentru pasageri este de tip semi-automat, serviciul pentru administrație se face complet automat, operatoarea intervenind numai la stabilirea convorbirilor telefonice venite din exterior. Aici trebuie arătat însă că pentru economicitatea exploatării și o



5. Aparat Telespeaker pentru legătura rapidă între serviciile unui hotel (în fotografie este instalat la contabilitate)



7. Panoul instalaţiei pentru semnalizarea situaţiei camerelor montat la recepţia unui hotel

corectă utilizare a serviciului telefonic, drepturile la convorbiri telefonice ale posturilor administraţiei pot fi limitate la necesităţile stricte ale serviciului. Astfel, convorbirile anumitor posturi pot fi limitate numai la interior, fără posibilitatea de a chema sau a fi chemate din exterior; pentru altă categorie de posturi, obţinerea convorbirilor către şi din exterior se poate realiza numai prin intermediul operatoarei.

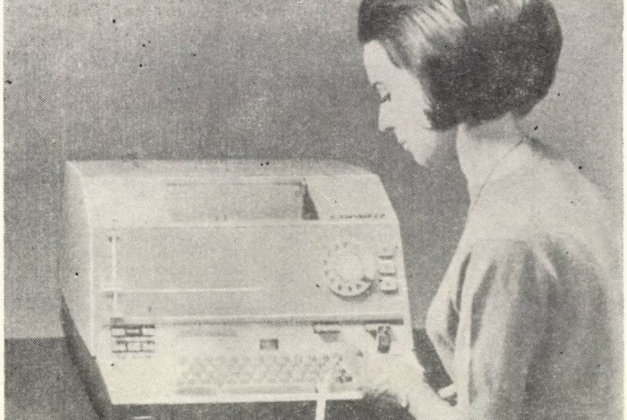
În orice caz, şi pentru convorbirile telefonice ale administraţiei cu oraşul sau cu interurbanul trebuie prevăzut controlul prin contorizarea automată a convorbirilor pentru fiecare post în parte.

O instalaţie telefonică de hotel trebuie să permită obţinerea legăturii cu camerista, chiar dacă aceasta se află într-o cameră pentru curăţenie. Pentru aceasta este suficient să introducă o fişă în aparatul telefonic al camerei în care se află pentru ca apelurile telefonice destinate ei să fie dirijate la acel aparat.

Prin introducerea fişei în aparat, pe un tablou de control se aprinde o lampă care indică numărul camerei în care se află camerista. Acest tablou se aşează corespunzător organizării hotelului, fie la portar, fie într-un oficiu special destinat. Datorită acestei semnalizări se poate cunoaşte locul unde se află camerista şi durata prezenţei sale într-o cameră.

Pentru uşurinţa găsirii persoanelor cu răspundere în conducerea şi administrarea hotelului, instalaţia telefonică a unui hotel modern trebuie întregită cu dispozitivele de căutare a acestor persoane. În stadiul actual al tehnicii, această căutare se face fără fir. Persoanele îndreptăţite la acest serviciu poartă în buzunarul hainei un aparat tranzistorizat de dimensiuni reduse cu care se recepţionează semnalul de apel. Fiecărei persoane îi este repartizat un semnal propriu la auzul căruia este suficientă formarea unui anumit număr la cel mai apropiat post telefonic pentru a se stabili în mod automat legătura telefonică cu cel ce cheamă.

6. Aparat Telex pentru transmiterea şi primirea directă a dispoziţiilor scrise în serviciul intern al unui hotel sau pentru legăturile cu exteriorul



În ţara noastră sînt prevăzute cu instalaţii telefonice, la nivelul descris mai sus, hotelurile Athénée Palace din Bucureşti şi Carpaţi din Braşov.

2. INSTALAŢIA TELESPEAKER

Instalaţia de telespeaker este din punct de vedere funcţional un auxiliar al instalaţiei de telefon. Această instalaţie nu este pusă însă direct în serviciul pasagerilor, cum este instalaţia de telefon; ea ajută desfăşurarea rapidă a activităţii în hotel prin posibilitatea ce o oferă de a se vorbi direct fără a ţine în mînă un microreceptor ca în cazul utilizării telefonului.

Legătura dorită se obţine uşor şi deosebit de repede prin simpla apăsare pe butonul de pe aparat, corespunzător doritei legături. Cel ce răspunde nu trebuie să-şi părăsească locul şi nici să-şi întrerupă munca. De exemplu personalul bucătăriei poate răspunde nemijlocit la întrebările ospătarilor.

Instalaţia de telespeaker uşurează în general munca personalului şi ajută desfăşurarea nestînjenită a activităţii. Posibilităţile de utilizare, într-un hotel, a unei asemenea instalaţii sînt multiple şi ţin direct de organizarea întreprinderii. Printre utilizările mai frecvente sînt legăturile de la recepţie la administraţie, de la conducerea comercială la bucătărie, bufet, restaurant etc., de la bucătarul şef la încăperile de preparare, între bufet şi oficiile ospătarilor de etaj ş.a.m.d.

3. INSTALAŢIA DE TELESCRIPTOARE

Instalaţia de telescriptoare numită şi telex serveşte atît pasagerilor, cît şi administraţiei hotelului. Orice hotel echipat cu o asemenea instalaţie cîştigă în importanţă, deoarece pasagerii aparţinînd în special mediului comercial preferă, la alegerea unui hotel, pe acela care este echipat cu o asemenea instalaţie. Telexul este un mijloc de comunicaţie rapidă şi mai ieftin decît telefonul pentru transmiterea unor texte lungi şi care trebuie să rămînă scrise. În plus transmisiunile prin telex pot fi făcute la orice oră şi în special în orele de noapte ce au o tarifare redusă.

Pentru administraţia hotelului, utilizarea telexului are de asemenea avantaje importante. Aceasta face mai simplă şi mai rapidă corespondenţa comercială, iar în interior ajută raţionalizarea serviciului şi deservirea mai promptă şi fără greşeală a pasagerilor. Un exemplu de utilizare aplicat în marile hoteluri este cel privind comenzile date din camere de către pasageri. Comanda pentru o consumaţie dată prin telefon, de exemplu din camera 650, etaj 6, la oficiul central de comenzi, este transmisă de îndată şi recepţionată concomitent la aparatul telex de la bucătărie sau bar, la ospătarul de etaj şi la contabilitate.

La toate punctele de recepţie, comanda apare scrisă fără putinţă de eronată înţelegere şi astfel, în timp ce ospătarul de etaj primeşte meniu-ul prin ascensorul de mîncare, costul consumaţiei a şi fost contabilizat şi trecut în contul camerei respective.

Acesta a fost unul din exemplele de utilizare mai răspîndită. Alte utilizări pot fi date serviciului de telescriptoare interne, potrivit organizării şi multitudinii serviciilor oferite de hotel.

4. INSTALAŢIA PENTRU SEMNALIZAREA SITUAŢIEI CAMERELOR

În hotelurile cu număr sporit de camere s-a simţit nevoia controlului şi cunoaşterii în orice moment a situaţiei în care se află o cameră de cazare; dacă este liberă sau ocupată, care este curată şi care nu este încă în stare de a primi un nou pasager şi în care cameră se află camerista.

Pentru acest serviciu se utilizează o instalaţie de semnalizare optică cu tablouri aşezate la recepţie, la casier şi la gospodăria hotelului.

Tabloul de la recepţie este echipat pentru fiecare cameră cu cîte o lampă verde, una roşie şi un buton. Tabloul de la casier este echipat pentru fiecare cameră cu o lampă verde şi un buton. Tabloul de la gospodăria hotelului este echipat cu cîte o lampă verde, roşie şi albă pentru fiecare cameră. Lampa verde arată dacă camera este liberă sau nu, lampa roşie dacă este curată sau nu, iar lampa albă prezenţa cameristei.

Cînd camera este ocupată de un pasager se apasă butonul prevăzut pe tabloul de la recepţie. Atunci lămpile verzi de pe toate tablourile se sting.

Cînd camera se eliberează, adică atunci cînd casierul încasează nota cerută de pasager la plecare, acesta acţionează butonul corespunzător, de pe tabloul său. Prin aceasta lămpile verzi şi roşii de pe tablouri se aprind.

În acest moment, de la gospodăria hotelului se dă ordin cameristei pentru curăţirea camerei. Cînd camerista intră în cameră introduce fişa sa în bucşa aparatului telefonic şi atunci se aprinde lampa albă de pe tabloul de la gospodăria hotelului. Cînd camera este gata, supraveghetoarea de etaj este obligată a face controlul şi a introduce fişa sa în bucşa de control, prevăzută pe aparatul telefonic sau pe o placă aşezată sub întrerupătorul de lumină. Atunci se stinge lampa roşie respectivă de pe tablourile situate la recepţie şi gospodărie, ceea ce înseamnă că se poate închiria din nou camera.

5. INSTALAŢIE DE POŞTĂ PNEUMATICĂ

Deşi această instalaţie nu aparţine curenţilor slabi, este totuşi una de telecomunicaţie şi ca atare este prevăzută şi proiectată în cadrul acestor instalaţii.

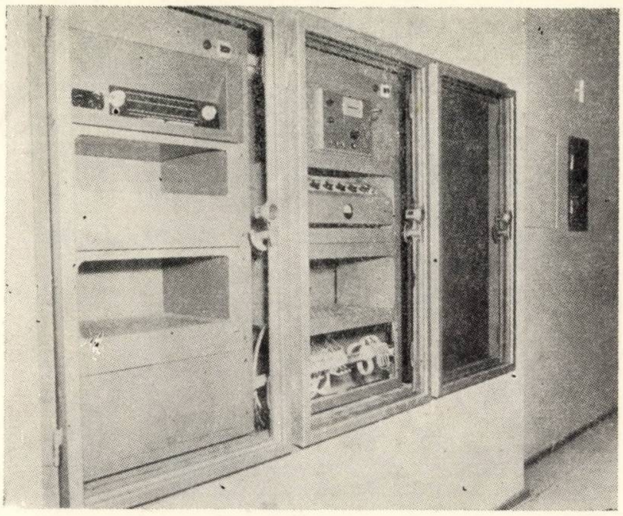
Poşta pneumatică serveşte la transmiterea imediată a notelor de plată la casierie, pentru orice serviciu prestat unui pasager. Casieria se leagă cu drumuri de transmisie directe de la sala micului dejun, restaurant, bar, centrala telefonică, contabilitate, spălătorie, serviciul de etaj, portar etc. potrivit organizării şi serviciilor oferite de hotel.

Cu ajutorul acestei instalaţii se face posibilă contabilizarea imediată a oricărei sume datorate de către pasageri.

6. INSTALAŢIA ELECTROACUSTICĂ

Hotelurile de clasă superioară sînt echipate cu una sau mai multe instalaţii electroacustice în raport cu mărimea şi dotarea sa. În mod obişnuit aceste instalaţii sînt grupate într-o singură centrală şi se leagă în orice caz între ele prin circuite de intercomunicaţie, pentru a permite intervenţii funcţionale de la una la alta, conform cerinţelor de funcţionare stabilite prin tema care a stat la baza proiectării.

În general instalaţiile electroacustice ale unui hotel trebuie să asigure în camerele de cazare transmiterea mai multor programe de radio. De exemplu, în cazul oraşului Bucureşti trebuie prevăzute posibilităţi pentru minimum 3 programe. Separat de programele de radio, este necesar a fi prevăzut cel puţin un canal pentru transmisii din surse locale: magnetofon sau muzica din restaurant şi bar, dacă acestea sînt cuprinse în dotarea hotelului.



8. Centrala de amplificare a instalaţiei electroacustice de la hotel Athénée Palace

Difuzoare pot fi prevăzute şi în încăperile comune destinate publicului, prin care se fie redat unul din programele posibile a fi transmise.

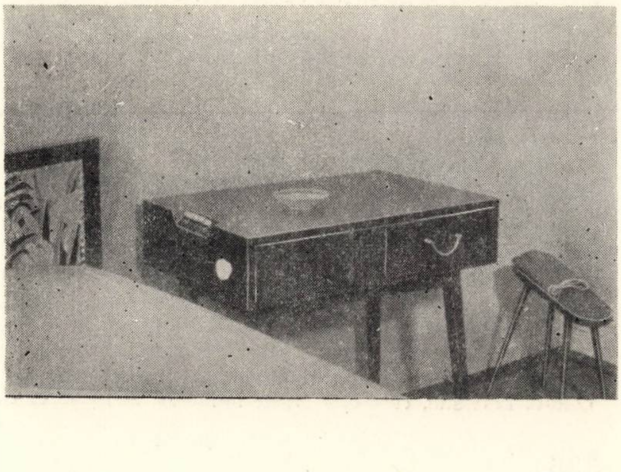
Atît reţeaua difuzoarelor instalate în camere, cît şi cea a difuzoarelor instalate în încăperile comune destinate uzului pasagerilor apar necesar a fi legate selectiv la un microfon acţionat de la centrala telefonică. Prin această instalaţie se pot transmite comunicări de interes general sau personal. De exemplu un pasager care se află în restaurant la masă poate fi chemat pentru o convorbire telefonică sau se poate da alarma în cazul unui incendiu.

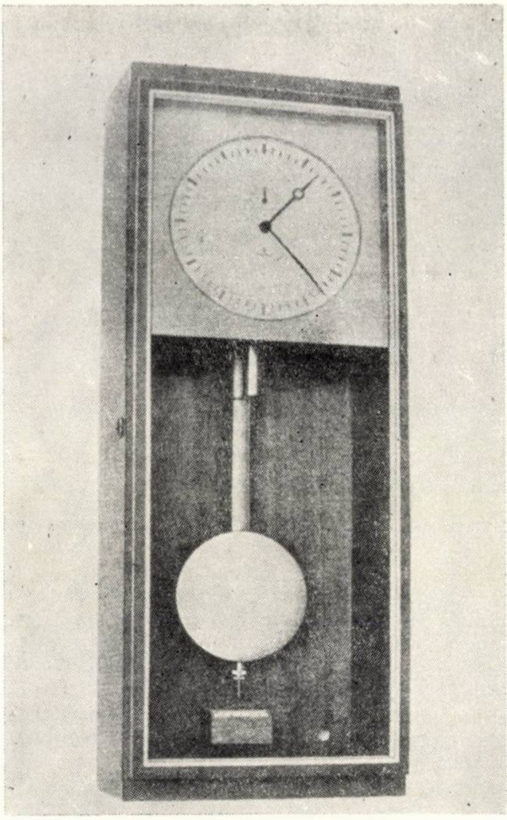
Instalaţii separate cu deservire locală se pot prevedea în spaţii izolate cu un anumit specific, cum ar fi o sală de dans intimă sau o sală de spectacol cu funcţiune polivalentă. Cu astfel de săli sînt dotate în majoritate marile hoteluri din străinătate. Şi de la acestea se prevăd legături către centrala instalaţiilor electroacustice a hotelului, pentru a se putea prelua unele din manifestările de interes mai larg.

Oriunde ar fi instalate difuzoarele, prezenţa lor trebuie să fie fizic şi acustic discretă. Disimularea lor este strîns legată de rezolvarea plastică ce se dă încăperilor, în timp ce discreţia acustică ţine de proiectul acestei instalaţii şi mai ales de calitatea aparatelor folosite.

În camerele de cazare ansamblul difuzor şi dispozitivele de alegerea programului şi reglajul volumului sonor se integrează în mobila încăperii, de preferinţă la noptieră, spre a se putea mînui instalaţia de la pat.

9. Clapele pentru alegerea programelor radio şi butonul pentru reglajul intensităţii sonore montate la noptieră într-o cameră de hotel





10. Ceasornicul electric principal la hotel Athénée Palace

În încheiere ţinem să subliniem importanţa pe care o are calitatea audiţiei ce trebuie realizată, atît în ceea ce priveşte sunetul în sine, cît şi nivelul sonor care are directă influenţă şi contribuţie asupra ambianţei ce se creează în local. Menţionăm că este de preferat lipsa oricărei instalaţii electroacustice, decît prezenţa uneia cu aparate de calitate mediocră sau rău concepută.

7. INSTALAŢIA DE ANTENĂ PENTRU RECEPŢIA EMISIUNILOR RADIO ŞI TELEVIZIUNE

Existenţa unei instalaţii de distribuţie a programelor de radio, aşa cum am arătat mai sus, şi răspîndirea largă a aparatelor de radio tranzistorizate nu pot satisface singure cerinţele pasagerilor în această direcţie. De aceea în toate hotelurile se prevede şi posibilitatea utilizării unor aparate de recepţie radio şi televiziune individuale, atît în camerele de hotel, cît şi în încăperile comune.

Pentru aceasta este necesară o instalaţie de antenă colectivă de recepţie, cu prize în toate camerele şi în încăperile de uz comun, unde se întrevede utilizarea unor aparate individuale de recepţie radio sau televiziune.

8. INSTALAŢIA DE CEASORNICE ELECTRICE

Instalaţia de ceasornice electrice trebuie să fie cu comandă centrală de la un ceasornic principal pentru întreaga reţea de ceasornice secundare de orice tip.

Ceasornice secundare se instalează la etaje şi în încăperile comune destinate pasagerilor. Forma, mărimea şi aspectul se aleg potrivit finisajului ce se dă acestor încăperi.

Ceasornice secundare de formă obişnuită se instalează în toate spaţiile tehnice pentru a uşura îndeplinirea serviciului. La recepţie, casă şi spălătorie se instalează aparate de ştampilat, care marchează scris data, ora, semnul distinctiv al ghişeului precum şi numele hotelului.

Pentru controlul venirii şi plecării de la serviciu a personalului hotelului, care este foarte numeros, atingînd ca cifră în marile hoteluri pe cea a numărului camerelor, se prevăd ceasornice de control cu fişe de tip special, corespunzător orelor diferite de începere şi terminare ale diverselor funcţiuni.

9. INSTALAŢIA PENTRU AVERTIZAREA INCENDIILOR

Această instalaţie se realizează conform normelor obişnuite în ceea ce priveşte distribuţia şi aşezarea butoanelor sau anunţătoarelor automate.

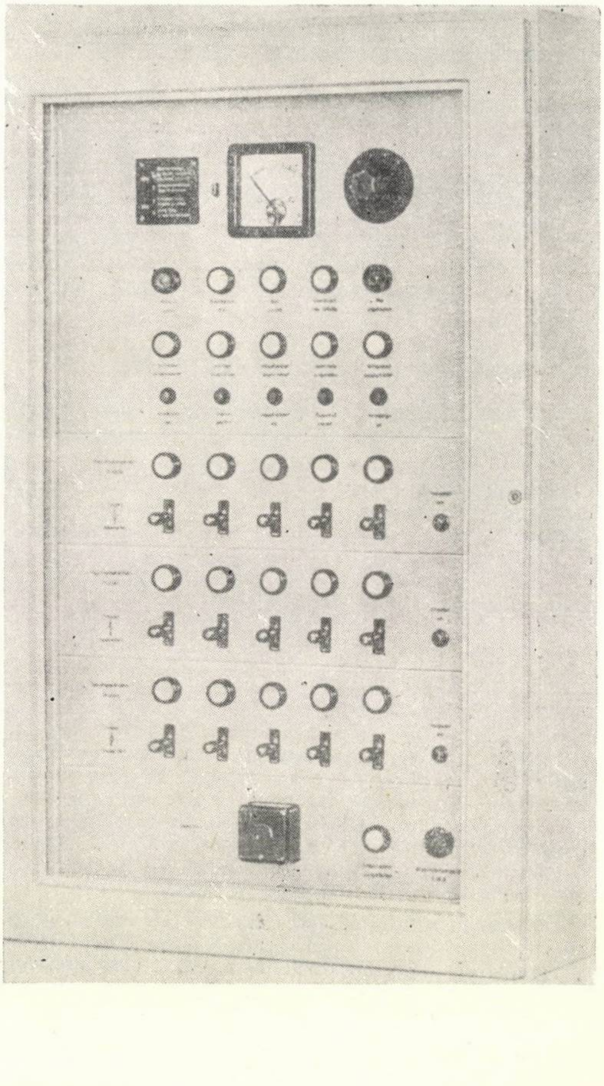
Pentru rapida orientare asupra locului de unde s-a dat alarma, este recomandabil ca lîngă centrală să se monteze un tablou cu planul clădirii pe care să fie marcate cu lămpi de semnalizare locurile unde sînt aşezate anunţătoarele. Cînd unul din aceste anunţătoare a fost acţionat, se aprinde şi lampa respectivă care arată în acest fel locul incendiului.

În afară de semnalizarea optică şi acustică ce apare la locul centralei de avertizare, mai trebuie prevăzute clopote de alarmă în unul sau mai multe birouri ale conducerii hotelului sau în locuinţa administratorului, dacă o asemenea dotare există. De la aceste puncte mai trebuie prevăzută posibilitatea comenzii unui număr de clopote de alarmă răspîndite în tot hotelul. Această alarmă este dată numai de persoanele din conducerea hotelului, după ce cunosc întinderea sinistrului şi apreciază acest lucru ca necesar.

10. INSTALAŢIA PENTRU CONTROLUL PAZEI

Pentru întreprinderile hoteliere cu funcţiuni multiple şi volum mare clădit, care au spaţii tehnice şi depozite numeroase de tot felul, apare necesară instituirea unui serviciu de pază. Controlul efectuării rondurilor personalului însărcinat cu

11. Centrala pentru avertizarea incendiilor instalată la hotel Athénée Palace



paza se face cu ajutorul unei instalaţii pentru controlul pazei, care se grefează pe reţeaua instalaţiei pentru avertizarea incendiilor. Paznicul trebuie să introducă cheia sa într-o serie de aparate anume instalate pe parcursul ce trebuie să-l urmeze pentru pază. Dacă rondul nu se efectuează în timpul şi la intervalele stabilite, se declanşează alarma la centală, indicînd în acelaşi timp locul unde paznicul nu a ajuns, fie că nu şi-a făcut datoria, fie că s-a întîmplat ceva. La apariţia unei astfel de alarme se intervine cu personalul anume desemnat pentru asemenea cazuri.

★

Am arătat în expunerea făcută cele mai utilizate instalaţii de curenţi slabi într-un hotel modern. Posibilităţile de aplicare ale curenţilor slabi sînt însă practic nelimitate, întrucît în stadiul actual al tehnicii orice cerinţă poate fi îndeplinită.

În afară de întocmirea încă de la începutul proiectării a unei teme clare şi complete, prin proiect, trebuie create condiţii pentru extinderea şi completarea cu noi instalaţii de curenţi slabi, pe cît posibil fără degradări ale finisajului.

Astfel, trebuie stabilite tipurile şi cuprinsul instalaţiilor, locul centralelor, al nişelor de concentrare a circuitelor, al locurilor de utilizare, precum şi modul de pozare a cablurilor şi circuitelor. Trebuie să se ţină seamă că numărul firelor creşte de la o nişă la alta în direcţia centralei, întrucît fiecare loc de utilizare se leagă la centrala respectivă prin circuit propriu.

Trebuie prevăzute canale şi şliţuri larg dimensionate, precum şi treceri prin pereţi şi plafoane, atît pentru o pozare uşoară a circuitelor necesare, cît şi pentru posibilitatea adăugării ulterioare a unor noi circuite şi chiar prepararea terenului pentru aşezarea de noi nişe de concentrare şi distribuţie.

Rezultă din experienţă că organizarea unei exploatări nu rămîne neschimbată şi ca urmare nici instalaţiile care o deservesc nu pot rămîne nemodificate. Deci după scurgerea unui interval de timp mai mare sau mai mic, instalaţiile de curenţi slabi vor fi mărite sau completate cu noi instalaţii, dacă nu chiar schimbate cu totul. Apare deci clară necesitatea prevederii, încă de la proiectare, a posibilităţilor pentru aceste viitoare completări şi extinderi, care vor apărea inerent.

Numai o strînsă colaborare între arhitectul proiectant şi proiectanţii de specialitate poate asigura realizarea unui proiect armonios şi, ca urmare, a unor instalaţii cu mare eficienţă economică şi tehnologică.

Calculul instalaţiilor de circulaţie a apei calde

Ing. I. Rappaport
I.P.B.

I. GENERALITĂŢI

Temperatura apei calde din reţeaua de distribuţie fiind mai ridicată decît cea a mediului înconjurător, transferul de căldură, care se produce, are drept rezultat micşorarea acestei temperaturi.

În cazul existenţei unui consum permanent şi intens, scăderea temperaturii este mică şi temperatura apei la punctele de utilizare se menţine mai ridicată decît temperatura minimă necesară.

În cazurile în care nu există un consum permanent (adică practic apa stagnează pe conducte), precum şi la reţele întinse, variaţia temperaturii este mare, astfel că temperatura apei la punctele de utilizare scade sub cea minimă necesară. Ca urmare a acestei situaţii, după deschiderea robinetelor de la punctele de utilizare, este necesar să se aştepte mult timp şi se scurge o cantitate mare de apă cu temperatură scăzută (necorespunzătoare folosirii), pînă la sosirea apei calde. Aceasta conduce la risipă de apă şi lipsă de confort, iar în anumite cazuri creează şi dificultăţi de ordin tehnologic.

Pentru a evita aceste inconveniente este necesară o vehiculare a apei calde prin reţea, pentru a o readuce la schimbătorul de căldură, unde este reîncălzită. Această vehiculare este necesar a se face în mod permanent, sau cel puţin în anumite perioade, în aşa fel încît scăderea temperaturii pe reţea, de la punctul de producere şi pînă la punctele de utilizare, să fie limitată, astfel încît temperatura apei la aceste puncte să fie corespunzătoare necesităţilor consumatorilor.

Circulaţia se realizează cu ajutorul pompelor sau prin termosifon, printr-o reţea de conducte care dublează reţeaua de distribuţie sau porţiuni ale ei, apa parcurgînd, independent de faptul dacă există sau nu există consum de apă caldă, următorul drum : schimbător de căldură — conducte de distribuţie — conducte de circulaţie — schimbător de căldură.

Dublarea conductelor de distribuţie cu conducte de circulaţie se poate face, fie pe porţiunea conductelor orizontale de distribuţie şi a coloanelor, fie numai pe porţiunea conductelor orizontale de distribuţie.

În primul caz, circulaţia se poate realiza şi prin termosifon, dacă instalaţiile sînt puţin întinse şi coloanele au înălţimi mari, dar de regulă se realizează cu pompe.

La reţelele de apă caldă cu distribuţie inferioară, coloanele de circulaţie se montează lîngă coloanele de distribuţie, legătura între ele făcîndu-se la circa 1 m sub robinetul de serviciu, montat la capătul superior al coloanei. În acest mod se realizează şi o dezaerisire a coloanelor, asigurînd circulaţia permanentă şi în bune condiţiuni a apei. Coloanele de circulaţie se racordează la capătul lor inferior cu conductele orizontale de circulaţie, care urmăresc conductele orizontale de distribuţie şi se unesc într-o conductă principală de circulaţie, legată direct sau prin intermediul pompei la schimbătorul de căldură.

La reţelele de apă caldă cu distribuţie superioară, coloanele pentru distribuţia apei calde servesc şi pentru circulaţie, care se efectuează în sens descendent, iar la baza lor se unesc într-o conductă principală de circulaţie, legată la schimbătorul de căldură.

La baza coloanelor de circulaţie, în afară de armăturile de închidere, se prevăd şi dispozitive de reglaj (teuri sau mufe de reglaj), cu scopul de a se efectua o repartiţie justă a debitelor între coloane.

În al doilea caz se asigură circulaţia numai prin pompe, realizîndu-se un circuit principal pe conductele orizontale şi formîndu-se totodată o serie de circuite secundare, prin termosifon, în fiecare coloană de distribuţie. Lîngă peretele conductei, apa se răceşte, iar în interiorul ei, apa se menţine la o temperatură ridicată, formîndu-se, datorită diferenţelor de greutăţi specifice, un curent descendent de apă în lungul peretelui conductei şi un curent ascendent în interiorul acesteia. Prin amestecare permanentă cu apa caldă din conducta de distribuţie la care este legată coloana, scăderea de temperatură datorită pierderilor de căldură are o valoare redusă. Trebuie subliniat faptul că această circulaţie este relativ eficace şi chiar dacă se produce la un moment dat o scădere mai mare de temperatură, evacuarea apei din coloană, care este în cantitate mică, se face rapid la deschiderea robinetului de la punctele de utilizare.

Conductele de circulaţie se izolează la fel ca şi conductele de distribuţie a apei calde, cu deosebirea că la reţelele, la care circulaţia are loc prin termosifon, conductele verticale rămîn neizolate (în afară de cazul în care trebuie protejate împotriva îngheţului), pentru a se activa circulaţia apei.

Vehicularea apei în mod *permanent* se impune la instalațiile mari, cu rețele de distribuție întinse (ansambluri de clădiri de locuit, industrii cu funcționare permanentă etc.), la instalații cu variații permanente ale consumului și unde este indicat și chiar necesar a se avea în fiecare moment apă caldă, la o temperatură corespunzătoare (spitale, laboratoare, procese tehnologice etc.).

Vehicularea apei *după program* (numai în anumite perioade) se impune la instalații unde există consumuri mari de apă concentrate în anumite perioade, relativ scurte (vestiare pe lîngă întreprinderi, vestiare pentru sportivi, industrii cu funcționare numai în anumite ore, școli etc.). În perioadele cînd nu există consum de apă caldă, nu este necesară funcționarea instalației de circulație, care este pusă în funcțiune numai în perioada imediat premergătoare (circa 1/2 h) perioadei de consum, iar în continuare, în perioada de consum, în funcție de intensitatea și continuitatea acestuia, instalația de circulație a apei calde poate fi menținută în funcțiune, sau poate fi oprită.

Față de aceste două regimuri de funcționare, la dimensionarea conductelor de circulație se pun următoarele probleme :

— în cazul funcționării permanente a instalației de circulație a apei calde este necesar să se determine cantitatea de apă care trebuie circulată pe fiecare tronson, pentru ca datorită pierderilor de căldură să nu fie depășită o anumită cădere de temperatură, precum și presiunea necesară pentru a asigura circulația acestora prin rețea, verificînd dacă se poate realiza prin termosifon, sau trebuie prevăzute pompe și cît de mari trebuie să fie acestea ;

— în cazul funcționării după program a instalației de circulație a apei calde este necesar să se determine cantitatea de apă ce trebuie readusă la schimbătorul de căldură, pentru ca într-o perioadă de timp relativ scurtă (circa 1/2h) să fie asigurată alimentarea cu apă caldă de temperatură corespunzătoare a tuturor punctelor de consum, precum și presiunea necesară pentru a asigura circulația acesteia prin rețea ; rezultatul ce se obține trebuie comparat cu cel de la primul caz de funcționare, alegîndu-se valoarea cea mai mare, deoarece altfel ar rezulta o scădere prea mare de temperatură, chiar în perioada de funcționare a instalației de circulație.

II. DIMENSIONAREA CONDUCTELOR DE CIRCULAȚIE

La ansamblurile mari de clădiri, care se construiesc în ultima vreme la noi, se folosesc, datorită întinderii mari a instalațiilor, soluțiile cu pompe pentru asigurarea circulației.

Dimensionarea acestor instalații se face în următoarea succesiune :

— se determină pierderile de căldură care se produc prin pereții conductelor de distribuție ;

— se determină debitele de apă ce trebuie circulate prin fiecare tronson al rețelei, atît în ipoteza de funcționare permanentă a pompei de circulație, cît și în ipoteza de funcționare după program ;

— se determină pierderile de sarcină care se produc pe conducte la trecerea debitelor de apă stabilite anterior, alegînd astfel diametrele conductelor încît să se obțină o soluție cît mai economică.

1. Determinarea pierderilor de căldură

La calculul conductelor de circulație cu activare prin pompe, este suficient să se determine pierderile de căldură prin conductele de distribuție a apei calde, pînă la cel mai îndepărtat punct de utilizare, limitîndu-se căderea de temperatură. Valorile pierderilor de căldură pe conductele de circulație nu intervin în calcule, întrucît în schimbătorul de căldură are loc reîncălzirea apei, pînă la temperatura inițială, iar presiunea necesară pentru circulație este dată de pompe.

După cum instalația de circulație a apei calde funcționează în mod permanent sau după program, regimul de transfer al căldurii, de la apa din conducte la mediul înconjurător (de regulă aerul), va fi cel *permanent*, în cazul circulației apei prin conducte, în vederea menținerii unei căderi constante de temperatură, între punctul de plecare a apei din schimbător și punctul de consum din situația cea mai defavorabilă, sau cel *variabil*, în cazul stagnării apei în conducte, răcirea făcîndu-se treptat.

În regimul permanent, pierderile de căldură dQ, pe un tronson de lungime dl, pot fi determinate cu relația :

$$dQ = q_{circ.} \cdot c \cdot dt = -k \pi d (t - t_e)(1 - \eta)\, dl \quad \text{[kcal/h]}$$

în care :

q_{circ} este debitul de apă care circulă pe tronsonul respectiv, în unități corespunzătoare ;
c — căldura specifică a apei, egală cu 1 kcal/kg ;
dt — variația elementară de temperatură, pe elementul de lungime dl, în °C ;
t — temperatura apei într-un anumit punct al conductei, în °C ;
t_e — temperatura mediului exterior, în °C ;
k — coeficientul global de transfer al căldurii, în kcal/m² h grd ;
d — diametrul conductei în unități corespunzătoare ;
dl — variația elementară de lungime, în unități corespunzătoare ;
η — coeficientul de eficiență al izolației, care reprezintă raportul dintre micșorarea pierderilor de căldură ale conductelor, în cazul în care sînt izolate Q_{iz}, și pierderile de căldură în cazul în care nu sînt izolate Q_t, adică :

$$\eta = \frac{Q_t - Q_{iz}}{Q_t}.$$

Prin integrarea relației de mai sus se obține :

$$t_{ieș.} = t_e + (t_{intr.} - t_e)\, e^{-\frac{k \pi d (1 - \eta)}{q_{circ.}} l}$$

în care :

$t_{intr.}$ și $t_{ies.}$ sînt temperaturile apei la capetele de intrare și de ieșire ale apei, în °C.

Cunoscîndu-se valorile $t_{intr.}$ și $t_{ieș.}$ se poate determina pierderea de căldură pe tronsonul respectiv cu relația :

$$Q = q_{circ.} \cdot c\, (t_{intr.} - t_{ieș.}) \quad \text{[kcal/h]}$$

Rezultate aproximative, dar suficient de exacte pentru calcule practice, se obțin cu formula simplificată :

$$Q = k \pi d (1 - \eta)(t_a - t_e)\, l \quad \text{[kcal/h]}$$

în care :

k este coeficientul global de transfer, care se poate lua de 10—12 kcal/m² · h · °C ;
η — coeficientul de eficiență al izolației, care se poate lua de 0,6 ;
d — diametrul conductei, în m ;
t_a — temperatura medie a apei din tronsonul respectiv, în °C, care se poate lua acoperitor egală cu temperatura de intrare în tronson ;
t_e — temperatura mediului exterior, care se poate lua conform următoarelor indicații :

pentru încăperi încălzite	+20°C
pentru șanțuri verticale închise	+30°C
pentru subsoluri tehnice	+10°C
pentru subsoluri folosite	+15°C
pentru canale de distanță	+25°C

l — lungimea tronsonului respectiv, în m.

Dacă se notează :

$$Q_u = k \pi d (1 - \eta)(t_a - t_e)$$

se obține :

$$Q = Q_u \cdot l$$

în care Q_u este pierderea de căldură pe unitatea de lungime a conductei, în kcal/m · h.

Pentru determinarea rapidă a pierderilor de căldură pe diferitele tronsoane, se poate folosi tabela 1, în care sînt date pierderile de călduri Q_u, pentru anumite diferențe de temperatură, la conducte neizolate, şi tabela 2, pentru conducte izolate, cu un coeficient de eficiență al izolării $\eta = 0{,}6$.

Căderea de temperatură (Δt), admisă între punctul de plecare a apei din schimbătorul de căldură şi cel mai îndepărtat punct de utilizare, se recomandă să se ia de 5°C, pentru instalațiile la care prepararea apei calde se face cu schimbătoare de căldură cu acumulare, şi de 10°C, pentru instalațiile la care prepararea apei calde se face cu schimbătoare de căldură fără acumulare.

Deoarece pînă la determinarea exactă a pierderilor de căldură nu sînt cunoscute temperaturile în diversele puncte ale rețelei, căderea totală de temperatură, admisă pe întreaga rețea de distribuție, se repartizează de-a lungul rețelei de distribuție, într-o primă aproximație, fixînd temperatura fiecărui tronson.

De regulă, această aproximație este suficientă nefiind necesare modificări ulterioare, întrucît ținînd seamă de temperatura mediului exterior, care are în general valori de ordinul 10...20°C, diferența de temperatură ($t_a - t_e$) este de ordinul 40—50°C, astfel încît o aproximare a temperaturii din tronsonul respectiv, de cîteva grade, în plus sau în minus, are o influență mică asupra pierderilor de căldură.

Este de remarcat faptul că, datorită limitelor largi, în care variază ipotezele de calcul la instalațiile de apă caldă menajeră (variația în timp a debitelor de calcul), exactitatea calculelor este mai mică decît la instalațiile de încălzire cu apă caldă, calculele pentru instalațiile de apă caldă de consum referindu-se la condiții medii de funcționare.

Rezultate aproximative, dar suficient de exacte pentru nevoile practice, se pot obține, admițînd o temperatură medie a apei din instalație de +55°C şi un coeficient de eficiență al izolației $\eta = 0{,}5$, în care caz formula de calcul devine :

$$Q = 15{,}7 \cdot \mathrm{d} \cdot l\ (55 - t_e).$$

În regimul variabil, în perioada în care instalația de circulație a apei calde nu funcționează, apa stagnează în conducte, pierderile de căldură dQ, pe unitatea de lungime a conductei, în fracțiunea elementară de timp $d\tau$, determinîndu-se cu relația :

$$dQ = k\,\pi\,d\,(t - t_e)\,(1 - \eta)\,d\tau = \frac{\pi d^2}{4}\,\gamma \cdot \mathrm{c} \cdot \mathrm{d}t$$

în care :

γ este greutatea specifică a apei, care se consideră pentru calcule practice 1 kg/dm³.

Prin integrare, relația de mai sus devine :

$$t_s = t_e + (t_0 - t_e)\,e^{-\frac{4k(1-\eta)}{\gamma c d}\tau}$$

în care : t_s este temperatura apei, după o anumită perioadă de stagnare, în °C;

t_0 — temperatura apei, în momentul începerii perioadei de stagnare, în °C.

Tabela 1

Pierderile de căldură ale conductelor neizolate

$t_a - t_e$ °C	Pierderile de căldură, în kcal/mh, pentru diametrele în țoli											
	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8
30	22	28	35	44	43	54	68	80	97	119	143	173
32	23	30	37	47	46	58	72	85	103	127	152	185
34	25	32	39	50	49	61	77	91	110	135	162	196
36	26	33	42	53	51	65	81	95	116	143	171	208
38	28	35	44	56	54	68	86	102	123	151	181	219
40	29	37	46	59	57	72	90	107	129	159	190	231
42	31	39	49	63	61	76	96	114	137	169	202	242
44	33	42	52	66	65	81	102	121	145	179	214	254
46	34	44	54	70	68	85	107	127	154	189	226	265
48	36	46	57	73	72	90	113	134	162	199	238	277
50	38	48	60	77	76	94	119	140	170	209	250	288
52	40	51	63	81	80	99	125	147	179	220	263	300
54	42	53	66	85	84	104	131	155	188	230	276	312
56	44	56	70	88	87	108	137	162	197	241	289	323
58	46	58	73	92	91	113	143	170	206	252	302	335
60	48	61	76	96	95	118	149	177	215	263	315	347
62	50	64	79	100	99	124	156	185	224	272	325	359
64	52	66	82	104	103	129	163	193	234	281	336	370
66	54	69	86	109	108	135	169	200	243	290	346	382
68	56	71	89	113	112	140	176	208	253	299	357	393
70	58	74	92	117	116	146	183	216	262	308	367	405
72	60	76	95	120	121	152	190	224	272	317	378	416
74	62	78	97	124	125	157	197	233	282	326	388	428
76	63	80	100	127	129	163	205	241	293	334	399	439
78	65	82	102	131	134	168	212	250	303	343	409	451
80	67	84	105	133	139	174	219	258	313	352	420	462
82	69	86	108	137	142	178	224	264	321	361	431	474
84	70	88	110	140	146	182	230	271	329	369	441	485
86	72	91	113	144	149	187	235	277	336	378	452	497
88	73	93	115	147	153	191	241	284	344	386	462	508
90	75	95	118	150	156	195	246	290	352	395	473	520
92	77	97	121	153	160	199	252	297	360	404	483	532
94	79	99	124	157	163	204	257	303	367	413	494	543
96	80	101	126	160	167	208	263	310	375	422	504	555
98	82	103	129	164	170	213	268	316	382	431	515	566
100	84	105	132	167	174	217	274	323	390	440	525	578

Tabela 2

Pierderile de căldură ale conductelor izolate ($\eta = 0,6$)

$t_a - t_e$ °C	Pierderile de căldură, în kcal/mh, pentru diametrele în ţoli											
	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4	5	6	8
30	9	11	14	16	18	22	28	32	40	48	58	69
32	9	12	16	18	19	23	29	34	42	50	61	74
34	10	12	17	20	22	24	31	36	44	53	65	78
36	10	13	18	22	24	26	32	37	47	56	68	81
38	11	14	19	22	25	27	34	41	51	60	73	87
40	11	15	20	24	26	29	36	42	54	63	77	92
42	12	16	21	25	27	31	38	44	56	66	81	95
44	12	17	22	27	29	32	41	48	60	70	85	99
46	13	18	22	28	31	34	43	51	63	74	90	105
48	14	19	23	29	33	36	46	53	65	77	94	109
50	15	20	24	30	34	38	48	56	68	81	99	114
52	16	21	25	32	36	40	51	62	75	88	108	122
54	17	22	26	33	38	42	53	63	77	91	112	126
56	17	22	28	35	39	43	55	65	80	94	115	129
58	18	13	30	37	41	45	58	68	83	98	120	135
60	18	24	31	38	43	47	60	70	86	100	122	137
62	20	25	32	40	45	50	62	72	90	105	126	140
64	21	26	33	41	47	52	65	75	93	108	130	144
66	22	28	34	42	48	54	68	80	100	116	139	150
68	22	29	36	44	50	56	71	82	102	118	142	156
70	23	30	37	46	52	58	74	84	106	122	148	162
72	24	31	38	48	54	60	76	90	110	126	152	167
74	25	31	39	50	56	63	80	95	116	131	157	171
76	26	32	40	52	58	66	82	98	119	135	160	175
78	27	33	41	53	59	68	85	101	121	138	164	180
80	27	34	42	54	61	70	87	104	125	141	168	186
82	28	34	43	55	63	71	90	107	128	144	172	191
84	28	35	44	56	64	72	92	109	131	147	174	194
86	29	36	45	58	66	74	94	111	133	149	177	197
88	29	37	46	59	68	76	96	113	137	152	182	202
90	30	38	47	60	69	78	98	116	141	158	189	209
92	31	39	48	62	71	80	101	119	145	162	194	214
94	31	40	50	63	72	82	104	122	148	165	196	216
96	32	41	51	64	74	84	106	124	150	167	198	219
98	33	41	52	65	75	86	108	126	153	170	202	222
100	33	42	53	66	76	87	110	129	156	177	210	230

Cunoscîndu-se valoarea lui t_s, după o anumită perioadă de stagnare, se poate aprecia dacă apa corespunde pentru a fi utilizată la punctele de consum sau trebuie luate măsuri pentru vehicularea ei în reţea, prin înlocuirea ei cu apă proaspăt încălzită.

2. DETERMINAREA DEBITELOR DE APĂ

Cunoaşterea pierderilor de căldură, respectiv a variaţiilor de temperatură ce au loc în lungul reţelelor de distribuţie, este necesară pentru determinarea cantităţilor de apă ce trebuie vehiculate prin conducte, pentru asigurarea alimentării cu apă caldă, de condiţii corespunzătoare, a tuturor punctelor de consum.

În cazul funcţionării permanente a instalaţiei de circulaţie a apei calde, debitele de apă ce trebuie circulate pe fiecare tronson se determină ţinîndu-se seamă de faptul că apa trebuie să transporte şi să cedeze o cantitate de căldură Q_{tr} (se citeşte Q în tranzit), care să acopere pierderile de căldură ale tronsonului respectiv şi ale tuturor tronsoanelor următoare, pînă la toate punctele de utilizare, fără ca temperatura apei să scadă sub cea admisă.

Prin însumarea pierderilor de căldură pe toate tronsoanele, se obţine pierderea totală de căldură pe întreaga reţea de distribuţie. Aceasta reprezintă cantitatea de căldură — $Q_{tr\,1}$ — pe care trebuie să o transporte debitul de apă ce trece prin tronsonul cel mai apropiat de schimbătorul de căldură.

În consecinţă debitul de apă q_1, care trebuie vehiculat prin primul tronson (cel mai apropiat de schimbătorul de căldură), este :

$$q_1 = \frac{Qtr_1}{t_{inif.} - t_{final}} = \frac{Qtr_1}{\Delta t_1}.$$

După cum s-a mai arătat, cantitatea de căldură ce se pierde prin pereţii conductei este egală cu cantitatea de căldură cedată de apa caldă pe tronsonul respectiv, adică :

$$Q = q_{circ.} (t_{intr.} - t_{ieş}) c$$

în care :

t_{intr} este temperatura de intrare a apei, în tronsonul respectiv, în °C ;

$t_{ieş}$ — temperatura de ieşire a apei din tronsonul respectiv, în °C.

Căderea de temperatură pe tronson va fi :

$$\delta t = t_{intr.} - t_{ieş.}.$$

Cunoscînd pierderile de căldură — Q_1 — de pe primul tronson şi debitul de apă — q_1 — care îl traversează, se poate determina căderea de temperatură δt_1, pe acest tronson cu relaţia :

$$\delta t_1 = \frac{Q_1}{q_1}.$$

De aici rezultă $t_{ieş.1'}$, adică $t_{intr.2}$

$$t_{ieş._1} = t_{intr._2} = t_{intr._2} - \delta t_1.$$

În consecinţă, căderea totală de temperatură Δt_2, de la intrarea în tronsonul 2 şi pînă la punctul de consum din situaţia cea mai defavorabilă va fi :

$$\Delta t_2 = t_{intr._2}\, t_{final} = t_{intr._1}\, \delta t_1 - t_{final} = \Delta t_1 - \delta t_1.$$

Cu această nouă cădere de temperatură Δt_2, se calculează debitul q_2, care trebuie să circule pe al doilea tronson, pentru a transporta debitul de căldură Q_{tr_2}, care să acopere pierderile de căldură ale acestui tronson şi ale tuturor tronsoanelor următoare, cu relaţia :

$$q_2 = \frac{Qtr_2}{\Delta t_2} = \frac{Qtr_2}{\Delta t_1 - \delta t_1} = \frac{Qtr_2}{\frac{Qtr_1}{q_1} - \frac{Q_1}{q_1}} = \frac{Qtr_2}{Qtr_1 - Q_1}\, q_1.$$

În mod similar se determină debitele de apă ce trebuie vehiculate pe tronsoanele următoare :

$$q_3 = \frac{Qtr_3}{Qtr_2 - Q_2}\, q_2$$

$$q_1 = \frac{Qtr_i}{Qtr_{(i-1)} - Q_{(i-1)}}\, q_{(i-1)}.$$

În cazul funcţionării după program a instalaţiei de circulaţie, cantitatea de apă care trebuie readusă la schimbătorul de căldură, în perioada de timp imediat premergătoare începerii consumului (circa 1/2 h), reprezintă tocmai volumul de apă conţinut în conductele de distribuţie. După cum s-a mai arătat acest debit trebuie comparat cu cel rezultat din situaţia cu funcţionarea permanentă a pompei de circulaţie, alegînd cea mai mare din aceste valori.

3. DETERMINAREA PIERDERILOR DE SARCINĂ

În cele arătate pînă acum s-a presupus că în anumite perioade neexistînd consum de apă, este necesar să se asigure circulaţia permanentă pentru acoperirea pierderilor de căldură.

În realitate însă, şi în special la instalaţiile cu funcţionare permanentă a pompei, există şi un anumit consum de apă în orice moment, la trecerea căruia prin reţea se modifică pierderea de sarcină, faţă de situaţia în care pe conducte trece numai q_{circ}.

În figura 1 s-au reprezentat pierderile de sarcină pe conductele de distribuţie şi de circulaţie, atunci cînd prin reţea trec debitele q_{circ} sau $(q_{circ} + q_{distr})$. Linia a—b reprezintă variaţia presiunii pe conducta de distribuţie, atunci cînd prin aceasta este vehiculat numai debitul q_{circ}, iar linia b—c reprezintă variaţia presiunii pe conducta de circulaţie, atunci cînd prin aceasta este vehiculat acelaşi debit, ordonata a—c reprezentînd în consecinţă presiunea necesară pentru vehicularea debitului q_{circ} pe întreaga reţea.

Dacă pe conducta de distribuţie este vehiculat un anumit debit care pleacă prin robinetele de la punctele de utilizare şi pompa continuă să funcţioneze, circulaţia apei în sensul dorit va continua, q_{circ} micşorîndu-se treptat pînă în momentul în care pierderea de sarcină pe conducta de distribuţie (a cărei variaţie este reprezentată prin linia a—d), este egală cu ordonata a—c.

În acest moment circulaţia se opreşte complet, iar la creşterea în continuare a consumului va apărea chiar o mişcare în sens invers în conducta de circulaţie. În cazul în care pe conducta de distribuţie circulă un debit $(q_{circ} + q_{distr})$ şi pe conducta de circulaţie q_{circ}, pierderea totală de sarcină ar fi reprezentată prin linia a—e—f, iar presiunea totală a pompei ar fi dată de ordonata a—f.

Pe de altă parte însă, creşterea consumului duce la evacuarea rapidă a apei din conducte, compensînd pierderile de căldură şi asigurînd sosirea ei la punctele de utilizare cu o temperatură ridicată. Această compensare este în funcţie de regimul de variaţie a consumului de apă şi nu se produce uniform în toate ramurile reţelei, fiind necesar a se aprecia un debit convenţional mediu, la care s-ar realiza o vehiculare suficientă a apei în toate punctele reţelei, pentru a evita stagnarea şi pentru a acoperi pierderile de căldură, fără o răcire excesivă a apei.

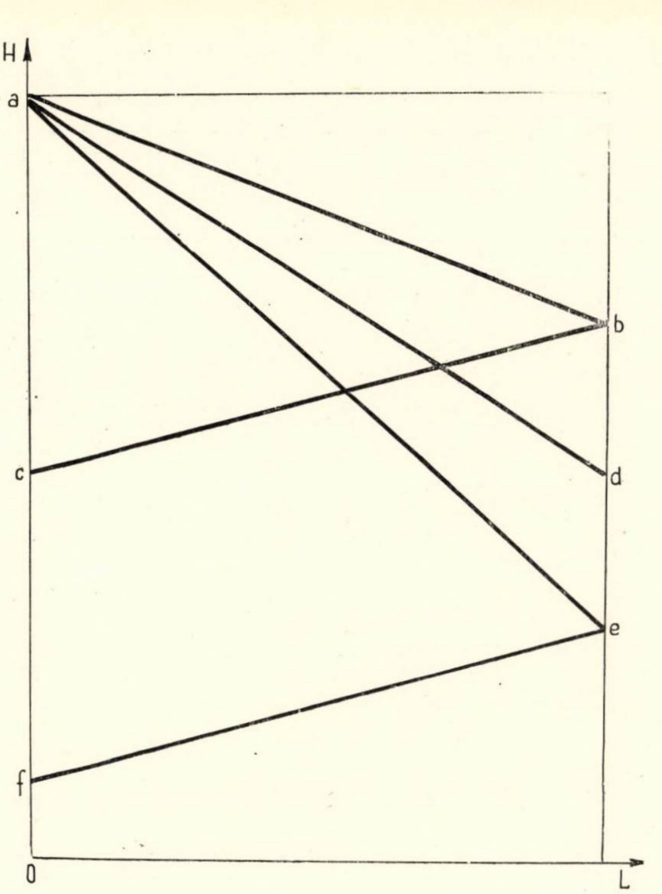


Fig. 1

În urma analizei şi observaţiilor efectuate asupra unor instalaţii în funcţiune, s-a adoptat în practica instalaţiilor să se considere acest debit suplimentar (convenţional mediu) pe conducta de distribuţie, ca fiind de 30 % din debitul de consum.

Alegerea pompei de circulaţie. Caracteristicile pompei de circulaţie se determină precum urmează :

— debitul pompei se va lua cel puţin egal cu q_{circ} stabilit după cum s-a arătat anterior, pentru tronsonul cel mai apropiat de schimbătorul de căldură ;

— presiunea pompei se va determina considerînd că trebuie să învingă pierderile de sarcină, care se produc la trecerea debitului convenţional mediu, stabilit cu relaţia :

$$q_{conv.} = q_{circ.} + 0{,}3\ q_c \cdot 3\,600$$

în care :

q_{conv} este debitul convenţional mediu în l/h ;
q_c — debitul de calcul al conductelor de distribuţie în l/s ;
q_{circ} — debitul pe conductele de circulaţie, în l/h.

Pentru determinarea pierderilor de sarcină distribuite se vor folosi tabele avînd debitele indicate în l/h (tabela 3), iar pentru pierderile de sarcină locale se va lua un spor faţă de pierderile de sarcină distribuite de 20 % pentru instalaţiile interioare şi de 15 % pentru reţelele de conducte exterioare din ansamblurile de clădiri de locuit, incinte industriale etc.

După cum rezultă din cele arătate mai sus, determinarea pierderilor de căldură şi stabilirea debitelor de circulaţie se pot face independent de diametrele conductelor de circulaţie.

După cum s-au stabilit debitele de circulaţie şi s-au determinat pierderile de sarcină pe conductele de distribuţie la trecerea debitelor convenţionale, se alege o pompă care să asigure vehicularea debitului q_{circ}. şi a cărei presiune să asigure pierderile de sarcină determinate. De regulă, în gama de pompe

Tabela 3

Pierderile de sarcină pe conductele de circulație

Diametrul conductei țoli	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4
mm	15	20	25	32	40	50	70	80	100
Căderea de presiune H_2O/m	Debitul apei în l/h (rîndul de sus) Viteza apei, în m/s (rîndul de jos)								
0,05	11	24	47	100	145	279	531	770	1 609
	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,035	0,04	0,05	0,06
0,07	13	28	51	112	163	319	611	852	18 40
	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,07
0,09	15	32	55	124	175	355	687	945	2 055
	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07
0,10	15	32	55	124	175	355	678	945	2 055
	0,02	0,03	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07
0,11	17	36	60	135	187	387	738	1 023	2 234
	0,02	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,06	0,08
0,14	19	42	69	149	205	434	822	1 131	2 456
	0,03	0,03	0,03	0,04	0,04	0,06	0,06	0,07	0,09
0,17	21	45	77	161	223	473	897	1 230	2 651
	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,20	22	48	83	173	241	503	966	1 321	2 837
	0,03	0,04	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10
0,24	24	52	89	185	263	538	1 050	1 441	3 057
	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,09	0,11
0,28	26	56	95	195	285	570	1 124	1 560	3 280
	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,07	0,09	0,10	0,12
0,34	29	61	102	210	315	615	1 221	1 730	3 610
	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,11	0,13
0,40	32	64	107	223	343	660	1 305	1 887	3 967
	0,045	0,05	0,05	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14
0,50	36	70	116	253	384	744	1 470	2 122	4 477
	0,05	0,05	0,05	0,07	0,08	0,09	0,11	0,13	0,15
0,60	37	75	125	281	423	829	1 619	2 243	4 826
	0,05	0,06	0,06	0,08	0,09	0,10	0,12	0,14	0,17
0,80	39	81	136	305	455	898	1 758	2 533	5 376
	0,06	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12	0,14	0,16	0,20
0,90	41	87	157	348	518	1 038	1 012	2 881	6 101
	0,06	0,07	0,08	0,10	0,11	0,13	0,15	0,17	0,21
1,00	42	92	167	369	550	1 108	2 127	3 053	6 463
	0,06	0,07	0,08	0,10	0,12	0,14	0,16	0,18	0,22
1,20	45	102	184	404	613	1 213	2 332	3 363	7 090
	0,07	0,08	0,09	0,11	0,13	0,15	0,17	0,20	0,25
1,40	48	110	199	436	663	1 318	2 514	3 653	7 691
	0,07	0,09	0,10	0,12	0,14	0,17	0,19	0,22	0,27
1,60	50	119	114	467	710	1 424	2 697	3 906	8 235
	0,07	0,09	0,11	0,13	0,15	0,18	0,21	0,24	0,29
1,80	53	127	229	499	755	1 513	2 886	4 156	8 738
	0,08	0,10	0,11	0,14	0,16	0,19	0,22	0,25	0,30
2,00	55	134	247	530	801	1 602	3 062	4 382	9 202
	0,08	0,10	0,12	0,15	0,17	0,20	0,23	0,27	0,32
2,40	60	149	267	585	883	1 765	3 352	4 839	10 821
	0,09	0,11	0,13	0,16	0,19	0,22	0,26	0,29	0,35
2,80	65	162	290	632	955	1 889	3 642	5 228	10 958
	0,10	0,12	0,14	0,17	0,20	0,24	0,28	0,31	0,38
3,20	70	173	308	679	1 028	2 024	3 906	5 618	11 613
	0,10	0,13	0,15	0,19	0,22	0,26	0,30	0,34	0,40
3,60	76	187	327	725	1 094	2 157	4 144	5 919	12 272
	0,11	0,14	0,16	0,20	0,23	0,27	0,32	0,37	0,43
4,00	80	195	347	772	1 154	2 279	4 382	6 280	12 930
	0,12	0,15	0,17	0,21	0,24	0,29	0,34	0,38	0,45
5,00	90	217	393	864	1 295	2 557	4 910	7 036	14 565
	0,13	0,17	0,19	0,24	0,27	0,32	0,38	0,42	0,51
6,00	100	237	440	955	1 413	2 835	5 400	7 720	16 219
	0,15	0,18	0,21	0,27	0,30	0,36	0,41	0,47	0,56
7,00	108	257	471	1 030	1 531	3 057	5 836	8 303	17 409
	0,16	0,20	0,23	0,29	0,32	0,39	0,45	0,50	0,60
8,00	116	276	502	1 104	1 650	3 278	6 242	8 682	18 598
	0,17	0,21	0,24	0,30	0,35	0,41	0,48	0,52	0,65
9,00	124	295	533	1 169	1 749	3 482	6 636	9 319	19 788
	0,18	0,23	0,26	0,32	0,37	0,44	0,51	0,56	0,69
10,00	131	314	563	1 228	1 841	3 670	6 999	9 827	21 089
	0,19	0,24	0,27	0,34	0,39	0,46	0,54	0,59	0,73
12,00	144	344	619	1 344	2 025	4 024	7 668	10 844	23 101
	0,21	0,27	0,30	0,37	0,43	0,51	0,58	0,65	0,80
14,00	155	371	670	1 459	2 193	4 358	8 193	11 919	24 152
	0,23	0,29	0,33	0,40	0,46	0,55	0,65	0,71	0,87

Tabela 3 (continuare)

Diametrul conductei — ţoli	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	4
mm	15	20	25	32	40	50	70	80	100
Căderea de presiune mm H O/m	Debitul apei, în l/h (rîndul de sus) Viteza apei, în m/s (rîndul de jos)								
16,00	164	399	720	1 564	2 344	4 670	8 629	12 742	26 677
	0,24	0,31	0,35	0,34	0,49	0,59	0,67	0,77	0,93
18,00	174	427	762	1 656	2 495	4 962	9 459	13 516	28 295
	0,26	0,33	0,37	0,46	0,53	0,63	0,71	0,82	0,18
20,00	183	449	803	1 749	2 661	5 230	9 799	14 246	29 824
	0,27	0,35	0,39	0,48	0,56	0,66	0,75	0,86	1,00
24,00	203	492	887	1 935	2 884	5 730	10 851	15 606	32 672
	0,30	0,38	0,43	0,54	0,61	0,72	0,83	0,94	1,13
28,00	222	535	952	2 084	3 115	6 190	11 786	16 856	35 288
	0,36	0,41	0,46	0,58	0,66	0,78	0,90	1,02	1,22
32,00	236	570	1 017	2 234	3 339	6 618	12 600	18 019	37 727
	0,35	0,44	0,49	0,62	0,70	0,83	0,97	1,09	1,31
36,00	249	605	1 081	2 372	3 548	7 019	13 363	19 812	40 014
	0,37	0,47	0,52	0,67	0,75	0,89	1,02	1,15	1,39
40	268	640	1 145	2 501	3 757	7 398	14 087	20 148	42 180
	0,39	0,50	0,56	0,69	0,79	0,93	1,08	1,22	1,46
50	297	710	1 282	2 789	4 197	8 271	15 750	22 526	—
	0,44	0,55	0,63	0,78	0,88	1,04	1,21	1,36	—
60	325	780	1 403	3 055	4 547	9 062	17 254	24 675	—
	0,48	0,60	0,69	0,85	0,97	1,14	1,37	1,49	—
70	351	850	1 516	3 300	4 966	9 787	18 635	—	—
	0,52	0,66	0,74	0,92	1,04	1,24	1,43	—	—
80	376	909	1 620	3 528	5 309	10 395	19 942	—	—
	0,55	0,70	0,79	0,98	1,12	1,32	1,52	—	—
90	399	965	1 720	3 742	5 631	11 018	—	—	—
	0,59	0,75	0,84	1,04	1,19	1,40	—	—	—
100	421	1 017	1 811	3 945	5 935	—	—	—	—
	0,62	0,79	0,89	1,10	1,25	—	—	—	—
120	461	1 114	1 984	4 321	6 502	—	—	—	—
	0,68	0,86	0,97	1,20	1,37	—	—	—	—
150	515	1 245	2 218	4 831	7 269	—	—	—	—
	0,76	0,96	1,01	1,34	1,53	—	—	—	—

existente, pompa aleasă asigură o presiune, care mai poate acoperi pierderi de sarcină importante, fără a mări puterea electromotorului sau, în cazul cel mai defavorabil, necesită o schimbare foarte mică a puterii electromotorului (de la 0,8 kW la 1,1 kW).

Raportînd această presiune disponibilă pentru acoperirea pierderilor de sarcină (care poate fi asigurată pe pompă, fără mărirea puterii), la lungimea traseului celui mai defavorabil, se poate stabili o pierdere de sarcină unitar medie, pe baza căreia se aleg, corespunzător valorilor debitelor q_{circ}, diametrele diferitelor tronsoane de pe conducta de circulaţie şi se calculează apoi pierderile de sarcină corespunzătoare.

Pierderea de sarcină unitară medie i_m, pentru traseul cel mai defavorabil, se determină cu relaţia:

$$i_m = \frac{H_{pompă} - 1{,}15\ \Sigma\ il_{distr}}{1{,}15\ \Sigma\ l_{circ}}$$

în care:

i_m este dat în mm H_2O/m;

$H_{pompă}$ — în mm H_2O;

Σil_{distr} — pierderea de sarcină pe conducta de distribuţie, în mm H_2O;

Σl_{circ} — lungimea traseului conductelor de circulaţie, în m;

1,15 — coeficient de spor pentru rezistenţe locale.

Pe ramificaţiile mai apropiate de pompă, diametrele se aleg unei pierderi de sarcină unitare medii i_m, care se determină cu relaţia:

$$i'_m = \frac{H_{pompă} - 1{,}15\ \Sigma\ il_{distr.}\ 1{,}15\ \Sigma\ il_{circ.} - 1{,}15\ \Sigma\ il'_{distr.}}{1{,}15\ \Sigma\ l'_{circ.}}$$

în care:

i'_m este pierderea de sarcină unitară medie, în mm H_2O/mm;

$\Sigma il_{distr.}$ — pierderea de sarcină pe conducta de distribuţie pînă la ramificaţia respectivă, în mm H_2O;

$\Sigma il_{circ.}$ — pierderea de sarcină pe conducta de circulaţie, pînă la ramificaţia respectivă, în mm H_2O;

$\Sigma il'_{distr.}$ — pierderea de sarcină pe conducta de distribuţie, a ramificaţiei respective, în mm H_2O;

$\Sigma l'_{circ.}$ — lungimea conductei de circulaţie pe ramificaţia respectivă în m.

III. ANALIZA MODULUI ACTUAL DE DIMENSIONARE

Din analiza modului în care se face în prezent calculul conductelor de circulaţie în diferitele ateliere din institut şi din alte institute s-au constatat următoarele:

— diametrele conductelor de circulaţie se prevăd cu 2—3 diametre mai mici, decît tronsoanele corespunzătoare ale reţelei de distribuţie, fără a face o verificare corespunzătoare a pierderilor de sarcină, în sensul folosirii întregii presiuni a pompei;

— debitele pompei de circulaţie se stabilesc arbitrar sau în raport cu debitele de distribuţie, fără a se calcula pierderile de căldură;

— alegerea diametrelor conductelor de circulaţie pe ramificaţiile mai apropiate de pompă nu ţine seamă de presiunea disponibilă.

Aceste practici duc la supradimensionări care scumpesc costul lucrărilor şi măresc cheltuielile de întreţinere.

Din analiza modului în care au fost dimensionate conductele de circulaţie în unele ansambluri de locuinţe (cuprinzînd 800—1 000 apartamente), a rezultat că printr-un calcul corect se pot face următoarele reduceri, asigurînd aceleaşi

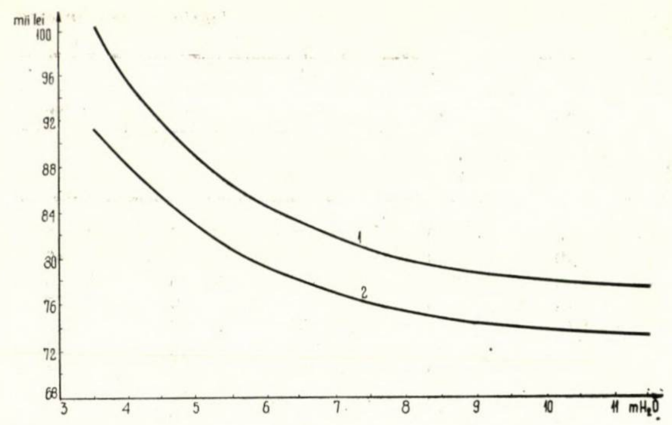


Fig. 2

condiţii de funcţionare, care satisfac necesităţile consumatorilor :

— la pompa de circulaţie se poate reduce puterea de la 1,5 kW la 0,8 kW ;

— costul conductelor de circulaţie (fără izolaţii şi armături etc.) se poate reduce de la 99 000 lei, la 74 000 lei în ipoteza păstrării diametrelor conductelor de circulaţie independent de poziţia blocului faţă de pompă ;

— dacă se ţine seamă de poziţia blocului faţă de pompe se mai pot face reduceri de circa 5 000 lei, la conductele de circulaţie din blocurile mai apropiate de pompe.

În figura 2 se dă un grafic al variaţiei costului conductei de circulaţie pentru diverse pierderi de sarcină pe întreaga reţea (conducte de distribuţie + conducte de circulaţie), folosind aceeaşi pompă. Curba 1 indică variaţia costului conductelor în cazul păstrării aceloraşi diametre ale conductelor de circulaţie, independent de poziţia blocului faţă de pompe, iar curba 2 — variaţia costului în cazul luării în considerație a presiunilor disponibile în blocurile mai apropiate de pompe.

★

Faţă de cele arătate se consideră că este necesar ca pentru cunoaşterea condiţiilor de funcţionare a unei instalaţii de circulaţie, pentru dimensionarea corectă şi pentru o exploatare raţională, în condiţii economice avantajoase, este necesar a se renunţa la sistemul dimensionării empirice, fără discernămînt, şi a efectua un calcul, care nu prezintă nici un fel de dificultate şi nu necesită mult timp, dacă principiile lui sînt bine stăpînite.

RECENZII

Acad. Eug. Bădărău şi ing. M. Grumăzescu

„Ultraacustică fizică şi tehnică"

Bucureşti, Ed. Tehnică, 1967
(316 p., 131 figuri)

Noua lucrare „Ultraacustică fizică şi tehnică" de academician Eugen Bădărău şi ing. Mircea Grumăzescu, apărută în Editura Tehnică în anul 1967, este chemată să suplinească un gol resimţit de literatura ştiinţifică şi tehnică de specialitate din România. Ultimele două decenii au marcat o ascensiune rapidă a introducerii realizărilor ultraacusticii în diferite domenii de cercetare şi chiar direct în producţie.

Este astăzi greu de imaginat, de exemplu, un laborator modern de control al calităţii materialelor sau pieselor, fie metalice, fie nemetalice, care să nu folosească metode ultrasonice de defectoscopie sau de măsură. O cantitate tot mai mare de informaţii, privind modificările în timp ale proprietăţilor materialelor, sînt obţinute cu ajutorul ultrasunetelor. Realizarea emulsiilor, precipitărilor suspensiilor, curăţirea şi sudura unor metale nesudabile prin procedee clasice sînt cîteva din domeniile în care eficienţa ultrasunetelor a fost verificată.

Ca urmare a acestui fapt numeroase laboratoare ale întreprinderilor din industria metalurgică, chimică, a materialelor de construcţii, industria construcţiilor de maşini, din transporturi, construcţii şi alte domenii, au în dotare şi folosesc aparate cu ultrasunete.

În acţiunea de promovare a ultraacusticii, în unele din principalele domenii ale ştiinţei şi tehnicii, un rol principal l-a jucat Comisia de Acustică a Academiei Republicii Socialiste România, din care fac parte autorii în calitate de preşedinte şi secretar. În acest sens, putem să amintim de exemplu simpozionul organizat de Comisie în octombrie 1964 cu tema „Metode de măsură şi control cu ultrasunete" care s-a bucurat de o largă participare internă şi de un deosebit succes sau cursurile de specializare în domeniul ultraacusticii îndrumate de Comisie între anii 1962—1963.

Lucrarea se adresează unei game largi de specialişti ce include fizicieni, chimişti, ingineri de cele mai diverse specialităţi ca : mecanici, textilişti, metalurgişti, chimişti constructori, constructori de nave, precum şi medicilor ce doresc să se familiarizeze cu problemele fizicii ultrasunetelor, tuturor tehnicienilor de înaltă calificare ce lucrează în producţie sau cercetare în aceste domenii, precum şi studenţilor facultăţilor respective.

Pe parcursul a 316 pagini, cît cuprinde lucrarea, sînt dezvoltate cinci capitole care prin amploarea lor sînt mai degrabă cinci părţi ale cărţii şi anume : capitolul 1 — „Vibraţii şi unde", capitolul 2 — „Producerea ultrasunetelor", capitolul 3 — „Propagarea ultrasunetelor", capitolul 4 — „Studiul cîmpului ultrasonic", capitolul 5 — „Aplicaţiile ultrasunetelor în tehnică". Această împărţire reflectă atenţia deosebită acordată problemelor de fizica ultrasunetelor care constituie obiectul primelor patru părţi ale cărţii.

Pe linia aplicaţiilor de tehnică este de menţionat faptul că în capitolul 5, pe lîngă aplicaţiile corespunzătoare ultrasunetelor de intensităţi mici sau pasive, o atenţie deosebită a fost acordată ultrasunetelor de intensităţi mari sau active, acestea ocupînd mai bine de jumătate din cuprinsul capitolului.

Capitolul 1 „Vibraţii şi unde", dezvoltat pe aproximativ 45 de pagini şi cuprinzînd 17 figuri şi 17 trimiteri bibliografice, este un capitol introductiv menit să familiarizeze pe cititor cu elementele fundamentale de teoria vibraţiilor, cu elemente specifice şi mărimile caracteristice undelor acustice, cu fenomenele de separare a două medii ce au loc la suprafaţă (reflexie şi refracţie), precum şi cu fenomenele ce au loc în cazul apariţiei unui obstacol în calea undelor acustice (difracţie şi difuzie). În sfîrşit, tot între fenomenele specifice undelor, de o atenţie deosebită se bucură fenomenele de interferenţă, cu consecinţa lor, formarea undelor staţionare. Un paragraf special este dedicat radiatorilor acustici şi un altul presiunii de radiaţie acustică. Capitolul se încheie cu un paragraf ce conţine elementele generale ale teoriei atenuării energiei acustice în medii elastice.

Prezenţa acestui capitol introductiv, o raritate în cărţile de specialitate ale domeniului, uşurează simţitor cititorului abordarea în continuare a capitolelor de cuprins. De o claritate şi concziune remarcabile, reuşind să desprindă esenţialul din varietatea de probleme pe care le atacă şi păstrîndu-se unitar cu toată diversitatea problemelor expuse, capitolul reprezintă o contribuţie valoroasă a autorilor la uşurarea şi sistematizarea studiului ultraacusticii. Este interesant de constatat că, deşi prin definiţie acest capitol este un capitol teoretic, el conţine numeroase observaţii şi explicitări legate intim de aplicaţiile ultrasunetelor.

Capitolul 2 „Producerea ultrasunetelor", dezvoltat pe aproximativ 60 de pagini şi cuprinzînd 29 de figuri şi 46 de trimiteri bibliografice, un capitol bine aprofundat, este menit să introducă pe cititor în toate metodele astăzi cunoscute de producere a ultrasunetelor.

Împărţite în două grupe mari, emiţătoare mecanice şi emiţătoare electromecanice, sistemele de producere a ultrasunetelor ocupă cea mai mare parte a acestui capitol. Sînt dezvoltate astfel în cadrul emiţătoarelor mecanice fluierele şi sirenele ultrasonice, iar în cadrul emiţătoarelor electromecanice emiţătorul piezoelectric, emiţătorul magnetostrictiv, emiţătorul electromagnetic şi emiţătoarele de hipersunete. Ţinem să subliniem, în cadrul sistemelor de producere a ultrasunetelor, prezenţa emiţătoarelor de hipersunete, de asemenea un capitol rar intîlnit în lucrările de specialitate, dezvoltarea însemnată a emiţătoarelor mecanice de mare utilitate în producerea ultrasunetelor de intensităţi mari în gaze şi lichide, precum şi interesanta sistematizare a emiţătoarelor folosite în funcţie de domeniul de frecvenţe şi puterea ultrasunetelor produse ca şi de aplicaţiile lor tehnice. Observăm în această parte a capitolului o problemă de terminologie; ne punem întrebarea dacă este bine ales termenul de emiţătoare electromecanice pentru grupul emiţătoarelor piezoelectric, magnetostrictiv şi electromagnetic. Este just că toate aceste emiţătoare transformă energia electrică în energie mecanică. Ţinînd seama că sîntem interesaţi în energie mecanică de un anume fel, acustică sau ultraacustică, şi că pe de altă parte există un grup de emiţătoare prin şoc, numite electromecanice (folosesc un ciocan electromecanic), credem că utilizarea termenului de emiţătoare electroacustice, intîlnit o dată în paragraful de generalităţi, ar fi fost mai indicată.

Un paragraf special în capitol se ocupă de problema adaptării emiţătorului la mediu, prezentîndu-se metodele de imersiune, cu perniţă de lichid şi un strat cuplant, cu avantajele şi dezavantajele specifice fiecăreia. Apreciind că paragraful este foarte bine tratat în partea sa teoretică, considerăm că ar fi fost utile cîteva referiri privitor la influenţa rugozităţii corpului de încercat asupra transferului de energie acustică de la emiţător la element şi de la element la receptor.

Un alt paragraf al capitolului se ocupă pe larg de sistemele de concentrare a energiei ultrasonice, de o deosebită importanţă în cadrul aplicaţiilor ultrasunetelor de intensităţi mari, fiind prezentaţi atît reflectorii acustici cît şi lentilele acustice.

Un ultim paragraf al capitolului 2 se ocupă de transformatoarele acustice, folosite mai ales ca amplificatoare de energie prin concentrarea ei pe o suprafaţă mai mică la emiţătoarele magnetostrictive. Contribuţiile autorilor la studierea formelor optime ale acestor transformatoare sînt de mare utilitate în aplicaţiile ultrasunetelor de intensităţi mari.

Capitolul 3 „Propagarea ultrasunetelor", extins pe aproximativ 60 de pagini şi cuprinzînd 19 figuri şi 84 de trimiteri bibliografice, este organizat pe trei părţi principale în concordanţă cu stările de agregare în care poate avea loc propagarea ultrasunetului: gaze, lichide sau solide. Pe întregul capitol este remarcabilă dorinţa de a da o interpretare moleculară fenomenelor macroscopice studiate, ceea ce face ca paragrafele ce tratează: influenţa temperaturii asupra vitezei de propagare şi dispersia ultrasunetelor în gaze, cavitaţia acustică în lichide, atenuarea ultrasunetelor în solide, amplificarea ultrasunetelor să conţină multe referiri şi explicaţii în legătură cu fenomenele, la scară moleculară, ce fac obiectul acusticii moleculare.

Pe ansamblul capitolului trebuie de asemenea să subliniem atenţia care a fost acordată studiului fenomenului de cavitaţie, inclusiv urmărirea efectelor mecanice, acustice, optice şi chimice, pe care aceasta le produce, ca şi prezentarea teoriilor ce încearcă să explice aceste efecte.

În sfîrşit, pe tot cuprinsul capitolului, atît la gaze cît şi la lichide şi solide, trebuie remarcată consecvenţa cu care sînt abordate problemele de dispersie a vitezei de propagare a ultrasunetelor şi îndeosebi adîncimea cu care sînt tratate problemele legate de atenuarea undelor ultrasonice în cele trei medii.

Un fenomen de un deosebit interes ar fi fost dispersia vitezei ultrasunetelor în solide, însă absenţa lui în carte este pe deplin justificată de lipsa datelor concludente în literatura ştiinţifică şi tehnică de specialitate, părerile specialiştilor în acest domeniu fiind încă destul de împărţite.

Capitolul 4 „Studiul cîmpului ultrasonic", extins pe mai bine de 40 de pagini şi cuprinzînd 28 de figuri şi 47 de trimiteri bibliografice, este împărţit în două părţi principale: detecţia ultrasunetelor şi măsurarea constantelor de propagare a undelor.

Prima parte a capitolului conţine o descriere a metodelor şi mijloacelor de detecţie a ultrasunetelor şi anume a metodelor mecanice cu detectoare de tip microfon sau hidrofon, detectoare piezoelectrice, detectoare cuantice, radiometrul şi discul Rayleigh, metodele termice cu detectoare cu fir cald sau detectoare cu termocuplu, metodele optice bazate pe difracţia luminii în reţeaua creată de undele staţionare formate la ultrasonarea unui lichid şi, în final, sînt enumerate diversele metode de vizualizare a cîmpului ultrasonic. Prima parte a capitolului se încheie cu o scurtă descriere a condiţiilor ce trebuie să le îndeplinească vasele pentru măsurători ultraacustice în lichide.

Partea a doua a capitolului cuprinde o temă de mare interes practic şi teoretic în cele mai diferite domenii de aplicaţie sau de cercetare a ultrasunetelor: „Măsurarea constantelor de propagare a undelor". Situarea ei în capitolul „Studiul cîmpului ultrasonor" poate să pară întrucîtva surprinzătoare, însă este clar că cititorul va aborda cu mai multă uşurinţă decît înainte problemele legate de măsurarea constantelor de propagare după ce a parcurs partea în care i se explică mijloacele de detectare a cîmpului ultrasonic.

Sînt expuse complet, cu o bună sistematizare şi logică de prezentare, diferitele metode de măsurare a vitezei de propagare a undelor longitudinale, ca: metodele interferometrice, metodele de rezonanţă şi metodele de impuls, precum şi diferitele metode de măsurare a atenuării undelor longitudinale, ca: metoda presiunii de radiaţie, metoda interferometrică, metoda reverberaţiei, metoda calorimetrului şi metoda de impuls. Este remarcabilă şi în această parte a capitolului atenţia de care s-au bucurat metodele de măsurare a atenuării ultrasunetelor, capitol relativ nou şi de la care se aşteaptă rezultate de mare valoare pe plan aplicativ.

Ultimul capitol al lucrării şi cel mai dezvoltat se ocupă de „Aplicaţiile ultrasunetelor în tehnică". El cuprinde aproximativ 100 de pagini ilustrate cu 38 de figuri şi 158 de trimiteri bibliografice şi este împărţit în două părţi principale: aplicaţii active în tehnică şi aplicaţii pasive în tehnică, prima parte avînd rolul precumpănitor în capitol. În cadrul aplicaţiilor active sînt prezentate, într-o informare completă, prelucrarea mecanică cu ajutorul ultrasunetelor, curăţirea cu ultrasunete, tratamentul cu ultrasunete al metalelor topite, sudura cu ajutorul ultrasunetelor a metalelor nesudabile sau a maselor plastice, depunerea particulelor aflate în suspensie în gaze sau lichide, formarea emulsiilor din lichide nemiscibile, polimerizarea şi depolimerizarea cu ajutorul ultrasunetelor, uscarea sau deshidratarea cu ajutorul ultrasunetelor. Varietatea mare de procese tehnologice la care este posibilă aplicarea ultrasunetelor de intensităţi mari, descrierea de detaliu care însoţeşte fiecare aplicaţie sînt elemente care vor interesa în cel mai înalt grad pe specialiştii care lucrează în diferite ramuri ale economiei naţionale: industria chimică, industria textilă, a construcţiilor de maşini, industria metalurgică, industria maselor plastice, industria uşoară şi alimentară şi alte ramuri.

Aplicaţiile active ale ultrasunetelor reprezintă una din cele mai interesante şi mai izbutite realizări ale cărţii şi se va bucura cu siguranţă de o apreciere binemeritată din partea cititorilor.

Ultima parte a capitolului 5 se ocupă de aplicaţiile pasive în tehnică ale ultrasunetelor. Este prezentată şi în această parte o varietate mare de aplicaţii ca: defectoscopia ultrasonică, determinarea proprietăţilor elastice şi de structură ale materialelor, determinarea parametrilor fizici în fluide, măsurarea grosimilor cu ajutorul ultrasunetelor, sondajul şi reperajul submarin ca şi problema liniilor de întîrziere cu ultrasunete, atît de necesară în electronica modernă.

Sintetizînd pe ansamblu impresiile expuse fragmentar în analizarea diferitelor capitole, putem spune că lucrarea „Ultraacustică fizică şi tehnică" de academician E. Bădărău şi ing. M. Grumăzescu este o carte de o înaltă valoare ştiinţifică şi tehnică, de mare utilitate, atît celor ce doresc să se familiarizeze şi să aprofundeze aspectele teoretice ale ultraacusticii, cît şi celor care urmăresc extinderea folosirii ultrasunetelor în producţie. Scrisă cu deosebită claritate şi rigurozitate ştiinţifică, bazată pe o vastă şi în acelaşi timp foarte actuală documentaţie, conţinînd numeroase elemente originale atît în prezentare cît şi în conţinut, abordînd o varietate mare de probleme de interes major şi tratîndu-le la un nivel superior, remarcabilă prin eleganţa stilului, cartea prezentată de academician E. Bădărău şi ing. M. Grumăzescu se impune ca una din realizările deosebite în domeniul ultraacusticii.

Dr. ing. I. Făcăoaru

CRONICĂ

ACADEMICIAN PROFESOR ING. NICOLAE PROFIRI

La 22 septembrie 1967 s-a stins din viață academicianul profesor inginer Nicolae Profiri.

Născut în comuna Murgeni din Regiunea Iași, la 19 septembrie 1886, după ce a urmat școala primară în comuna natală a intrat în anul 1899 la liceul internat din Iași și apoi a urmat cursul superior — secția reală — al liceului național din același oraș, obținînd diploma de bacalaureat în anul 1906.

Dotat cu aptitudini matematice deosebite, ilustrate încă din liceu în calitate de colaborator al Gazetei Matematice, intră în Școala națională de poduri și șosele din București pe care o absolvă în anul 1911 obținînd titlul de inginer diplomat cu cea mai mare medie realizată pînă atunci în școală.

După terminarea Școlii naționale de poduri și șosele din București, primește din partea Academiei Române bursa Adamachi pentru specializare în străinătate în domeniul construcției orașelor și lucrărilor edilitare. Urmează o specializare de doi ani la Școala Politehnică din Charlottenburg-Berlin și activează pe șantiere vizitînd și instalații edilitare din marile orașe ale Germaniei, Franței, Belgiei și Angliei.

Întors în țară, la 1 noiembrie 1914, intră în serviciul tehnic al comunei București. Din anul 1918 lucrează la Ministerul Lucrărilor Publice, Direcția generală de poduri și șosele, unde organizează serviciul de drumuri, dînd un impuls puternic pentru îmbunătățirea și modernizarea rețelei de drumuri din această regiune.

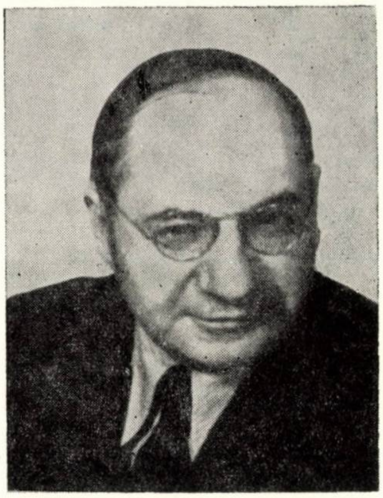
Numit în consiliul de administrație al Casei drumurilor, a luat parte activă la soluționarea problemei modernizării rețelei de drumuri din țară. A inițiat și organizat laboratoare de încercări pentru găsirea soluțiilor celor mai economice pentru îmbrăcămintea șoselelor, fiind chiar autorul unei metode originale pentru realizarea îmbrăcăminții șoselelor prin tratament superficial cu materiale și mijloace disponibile în țară.

Numit membru în Consiliul Tehnic Superior și apoi, din anul 1945, președinte al acestui consiliu, a avut rolul de a orienta și îndruma întreaga activitate de construcții din țară.

În anul 1946 este numit ministru al comunicațiilor, funcție în care a activat pînă în anul 1951, avînd dificila misiune de a reorganiza transporturile în țară în epoca de după cel de al doilea război mondial.

Din anul 1914, făcînd parte din cadrele corpului tehnic, parcurge toate treptele ierarhice, ajungînd în anul 1945 inginer inspector general clasa I.

În anul 1938, înființîndu-se Colegiul inginerilor, este numit președinte al secției de construcții; iar în 1945, președinte al Colegiului inginerilor.



Membru al Asociației Generale a Inginerilor din România (AGIR), este ales președinte al asociației în anul 1945, iar la transformarea acestei asociații în Asociația Științifică a Tehnicienilor, în 1949, este numit președinte al acesteia. I se încredințează postul de președinte și al Asociației Științifice a Inginerilor și Tehnicienilor (ASIT) noua asociație înființată în anul 1951.

În anul 1948, la înființarea Academiei Republicii Populare Române, este desemnat membru titular și ales vicepreședinte al acesteia și apoi membru al Prezidiului. În această calitate a conlucrat la organizarea Institutului de mecanică aplicată, fiind directorul secției de mecanica construcțiilor. Aici s-a ocupat îndeosebi cu problemele de geotehnică, conducînd colectivul de geotehnică și fundații, îndrumînd și coordonînd cercetările cu privire la fundarea pe pămînturile argiloase cu contracții mari, la îmbunătățirea terenurilor prin electrodrenare și electrosilicatizare, la studiul de compactări ale terenurilor sub încărcări, în special în domeniul sistemelor rutiere. De asemenea, a coordonat studiile și lucrările efectuate în domeniul noilor sisteme de construcții (sistemele de rezistență spațiale), în domeniul plăcilor plane și curbe subțiri, în aplicarea la construcții, introducerea precomprimării în tehnica betonului armat etc.

Nicolae Profiri și-a început activitatea didactică în domeniul construcțiilor în anul 1921, ca profesor la Școala de conductori din Chișinău, al cărei director a fost în perioada 1926—1931.

După stabilirea în București, intră în învățămîntul tehnic superior, la Școala Politehnică, fiind numit conferențiar la cursul de drumuri în anul 1940, iar la 18 decembrie 1941 este ales — prin concurs — profesor titular de drumuri. La 1 august 1941 este numit pro-decan al Facultății de construcții, iar în anul 1945 — decan al aceleiași facultăți unde timp de 24 de ani a fost șeful catedrei de drumuri.

Activitatea științifică a academicianului N. Profiri se manifestă încă de la începutul activității sale în domeniul ingineriei.

În numeroase articole, publicate în Buletinul Societății Politehnice din România, abordează probleme ridicate de dezvoltarea sistemelor static nedeterminate, de folosirea betonului armat în construcții, avînd un aport științific valoros în aspectul teoretic al acestor probleme.

O dată cu activitatea în domeniul drumurilor, în revistele de specialitate de drumuri, ca Buletinul drumurilor, Revista drumurilor, Buletinul Institutului român pentru betoane, construcții și drumuri, publică o serie de articole privind probleme legate de realizarea drumurilor moderne, punînd accent atît pe aspectul științific al soluționării cît și pe cel al posibilității de realizare practică în specificul țării noastre.

A publicat, sub formă de broșuri, diferite lucrări privitoare la problemele de drumuri, care au fost sintetizate în cursul de drumuri predat la Școala Politehnică din București (apărut ca lucrare litografiată).

Prin activitatea lui ca inginer, profesor, om de știință, academician, inginerul Nicolae Profiri a influențat puternic dezvoltarea tehnică și științifică în domeniul construcțiilor din țara noastră, de la începutul activității profesionale în anul 1914, activitate care a fost mereu susținută de un suport solid științific, pe care l-a îmbogățit în tot timpul activității sale.

Meritele sale ca om de știință, ca inginer și ca îndrumător al activității tehnico-științifice puse în slujba țării, i-au fost recunoscute prin alegerea ca membru al Academiei, prin distingerea cu titlul de profesor consultant și profesor emerit, precum și prin acordarea de înalte decorații, ca : Steaua Republicii Populare Române clasa a II-a și Ordinul Muncii clasa I.

Membru al Partidului Comunist Român din anul 1945, inginerul Nicolae Profiri a avut o activitate obștească deosebit de amplă și meritorie, dînd, prin munca și devotamentul lui, exemplul unei vieți active, închinate progresului țării și binelui poporului român.

N. Profiri a imprimat strălucire întregii sale activități didactice și științifice, prin eleganța exprimărilor sale, prin limpezimea de cristal a ideilor, prin exigența dusă pînă la intransigență, atît față de munca sa, cît și față de cea a studenților și a colaboratorilor săi. Vasta și profunda sa cultură impuneau elevilor săi nu numai respectul pentru rigurozitatea expunerii științifice, dar și admirația pentru coloritul excepţional al prelegerilor.

Legăturile sale cu studenţii — continuate apoi de-a lungul anilor cu absolvenţii Institutului de construcţii — vor rămîne memorabile pentru ei, nu numai pentru ţinuta de intelectual a omului de ştiinţă, dar şi pentru căldura remarcabilă a fostului lor dascăl, rămas în continuare îndrumătorul, sfătuitorul şi prietenul lor. La fel, vor rămîne de neuitat pentru inginerii constructori expunerile sale periodice în care, cu o mare dăruire de sine, căuta să imprime corpului tehnic ideile inovatoare ale ştiinţei construcţiilor în plin progres.

Cinstind memoria academicianului şi profesorului N. Profiri, trebuie să-i onorăm figura în lumina ţinutei sale etice manifestate neabătut o viaţă întreagă prin respectarea strictă a principiilor moralei celei mai înalte.

Moartea academicianului N. Profiri constituie o grea pierdere pentru ştiinţa şi tehnica construcţiilor din ţară noastră, pentru învăţămîntul superior, pentru foştii săi elevi şi colaboratori, pentru întregul corp ingineresc.

Ştiinţa şi tehnica românească, pentru a cărei dezvoltare şi propăşire nu a precupeţit nici un efort, întregul corp de ingineri şi tehnicieni din ţara noastră, căruia i-a dăruit tot ce avea mai bun, îi aduce academicianului, profesorului şi inginerului Nicolae Profiri un ultim şi suprem omagiu.

CONFERINŢA INTERNAŢIONALĂ PENTRU STRUCTURI SPAŢIALE

LONDRA — 1966

În perioada 21—23 septembrie 1966 a avut loc la Londra o conferinţă internaţională organizată de Battersea College of Technology din Londra (transformat actualmente în University of Surrey, Department of Civil Engineering) şi avînd drept obiect *structurile spaţiale*.

Plecînd de la constatarea că structurile spaţiale au găsit o aplicare din ce în ce mai largă şi o importanţă crescîndă şi că, în cursul ultimilor ani, s-a produs o evoluţie importantă în acest domeniu, organizatorii şi-au propus să reunească pe toţi cei care se ocupă de cercetări, studii şi construcţii de cupole şi bolţi reticulate, reţele în unul sau două straturi, sisteme cu pereţi portanţi şi structuri tridimensionale în general. Această confruntare în cadrul unei conferinţe internaţionale oferea posibilitatea unei treceri în revistă aprofundate şi a unui examen critic asupra celor mai recente metode de studiu, de calcul şi realizări.

Comitetul de organizare a cuprins 10 membri din Anglia şi 16 membri străini, printre care a avut cinstea să figureze şi semnatarul acestor rînduri.

Lucrările conferinţei s-au bucurat de o participare considerabilă (aproape 700 specialişti, dintre care 322 străini) şi de un foarte mare număr de comunicări (105).

Ţinînd seama de marele număr de lucrări, s-a hotărît în prealabil ca doar un număr de comunicări selectate de Comitetul de organizare să fie susţinute verbal, urmînd ca pentru restul lucrărilor să se poarte discuţii.

Tematica comunicărilor a cuprins următoarele şase teme:

1. I. **Dezvoltări în teoriile analitice**

A. Teorii generale (13 lucrări)
B. Teorii pentru tipuri particulare de structuri (6 lucrări)

II. **Influenţa calculatoarelor electronice asupra calculului şi proiectării**

C. Calcul (7 lucrări)
D. Proiectare (6 lucrări)

III. **Studiul experimental şi cercetarea modernă**

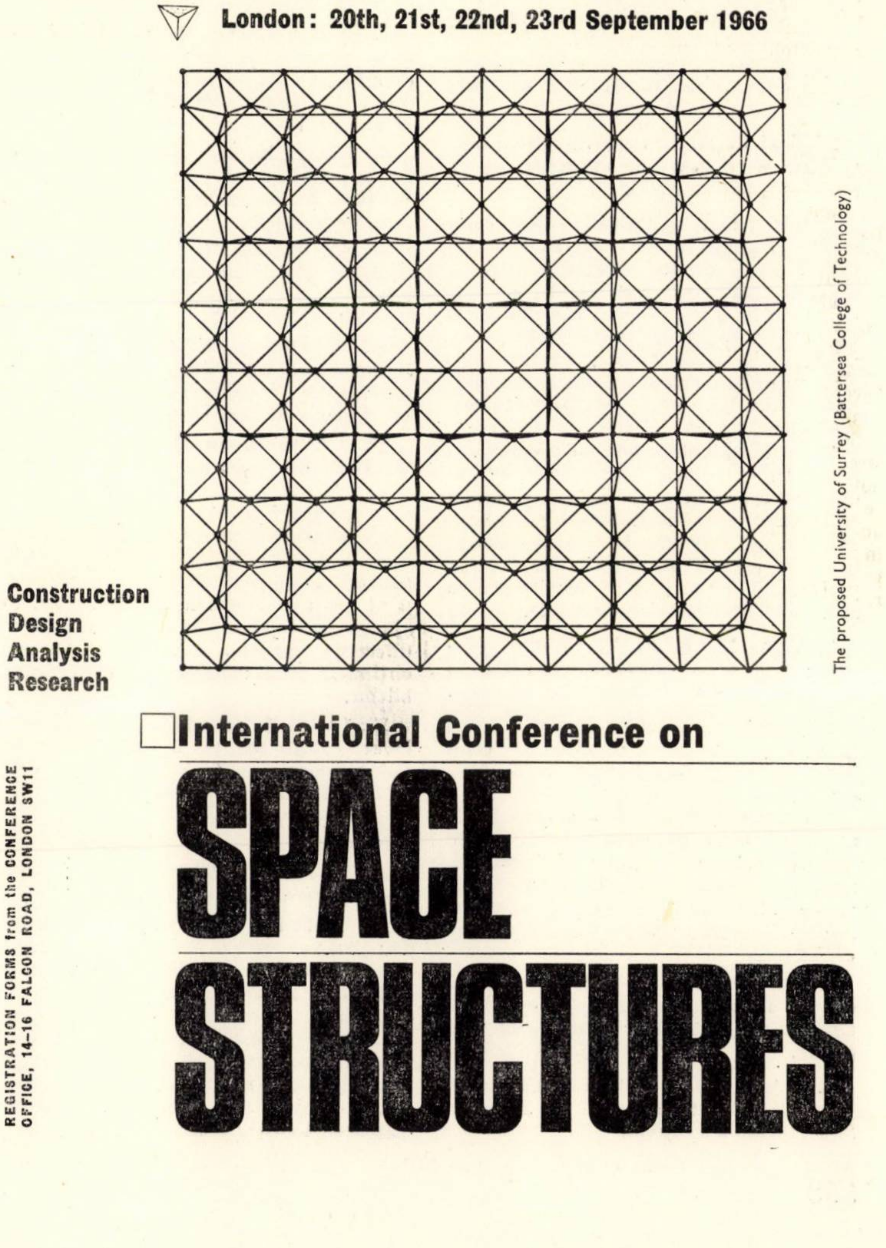
E. Metode experimentale (3 lucrări)
F. Stabilitate (10 lucrări)

IV. **Construcţia**

G. Oţel (4 lucrări)
H. Oţel tubular (7 lucrări)
J. Aluminiu (4 lucrări)
K. Mase plastice (7 lucrări)
L. Lemn (4 lucrări)
M. Construcţii pneumatice (1 lucrare)
N. Acoperişuri suspendate (6 lucrări)

V. **Proiectarea arhitecturală şi inginerească. Prezentul**

P. Realizări în proiectare şi execuţie. Structuri construite (7 lucrări)
Q. Posibilităţi existente în proiectare şi forme de construcţie (6 lucrări)


London: 20th, 21st, 22nd, 23rd September 1966
Construction
Design
Analysis
Research
International Conference on
SPACE
STRUCTURES
REGISTRATION FORMS from the CONFERENCE OFFICE, 14-16 FALCON ROAD, LONDON SW11
The proposed University of Surrey (Battersea College of Technology)

R. Tipuri de sisteme şi dezvoltarea lor (7 lucrări)
S. Aplicaţii şi proiecte (2 lucrări)

VI. Proiectarea arhitecturală şi inginerească. Viitorul

T. Dezvoltarea construcţiilor (2 lucrări)
U. Sistematizare (1 lucrare)
V. Colaborarea între arhitecţi, ingineri şi antreprenori. Probleme estetice (3 lucrări).

În cele ce urmează, sînt analizate comunicările de interes deosebit; celelalte comunicări sînt menţionate prin titlul lor.

1. (A 1) **J. Michalos** (S.U.A.): *Analiza structurilor în formă de reţele spaţiale*

Un studiu teoretic bazat pe formularea matricială, în care reţeaua spaţială constă din bare („ramuri") de formă, secţiune şi încărcare arbitrare. Se aplică metoda forţelor pentru a calcula momentele şi forţele în lungul barelor, presupuse încastrate perfect la capete, şi pentru a obţine matricile de rigiditate pentru fiecare bară. Apoi se aplică metoda deformaţiilor pentru a calcula corecţiile rezultate din rotirile şi deplasările nodurilor reţelei.

Momentele şi forţele finale se obţin prin suprapunerea rezultatelor din metoda forţelor şi a deformaţiilor.

2. (A 2) **J. D. Renton** (Anglia): *Asemănări de comportare la reţele plane, reţele spaţiale şi plăci.*

Reţelele sînt constituite de obicei dintr-o schemă unică repetată de un număr mare de ori. Ţinînd seamă de repetarea unei scheme simple se face o legătură între diferenţele finite şi calculul diferenţial, cu ajutorul dezvoltărilor în serie Taylor. Această tehnică nouă de calcul permite determinarea săgeţilor unui mediu continuu echivalent.

Sînt examinate reţelele dreptunghiulare, triunghiulare, exagonale şi în două straturi. În unele cazuri, ecuaţiile ce rezultă sînt biarmonice şi, astfel, analoge cu cele de la plăcile plane; în felul acesta, soluţiile cunoscute în problemele de plăci pot fi folosite pentru rezolvarea problemelor de reţele.

3. (A 3) **K. Heki, Y. Fujitani** (Japonia): *Analiza stării de eforturi în reţele supuse la încovoiere şi lunecare.*

Plecînd de la relaţiile dintre eforturi şi deplasări, se scriu ecuaţiile de echilibru ale unui nod curent, în metoda deformaţiilor.

Dacă unitatea de reţea se repetă de un număr mare de ori, se trece la ecuaţii cu diferenţe finite. La limită sau în mod aproximativ pentru reţele foarte dese ecuaţiile cu diferenţe se transformă în ecuaţii cu derivate parţiale de ordinul al VI-lea.

Efectul lunecărilor, scos în evidenţă de E. Reissner pentru plăcile plane, este inclus şi în cazul structurilor reticulate.

4. (A 4). **M. Berényi** (Ungaria): *Contribuţii la calculul unui tip de structură reticulată spaţială.*

5. (A 5) **S. A. Ramu, D. T. Wright** (Canada): *Cadre spaţiale din grinzi Vierendeel intersectate.*

Se dezvoltă o metodă de calcul pentru structuri spaţiale compuse din grinzi Vierendeel intersectate, dezvoltînd noţiunea de mediu continuu echivalent. Problema este rezolvată tratînd sistemul ca o placă anizotropă, apoi stabilind soluţia pentru placa analogă şi relaţiile dintre forţe, momente şi proprietăţile elastice dintre sistemul spaţial şi placă. Ecuaţia cu derivate spaţiale care rezultă are aceeaşi structură cu aceea a plăcii încărcate transversal şi axial. Soluţiile sînt căutate sub formă de serii de funcţii fundamentale.

6. (A 6) **S. Di Pasquale** (Italia): *O metodă de calcul a plăcilor reticulate.*

Se sugerează o soluţie aproximativă pentru structura tridirecţională constituită din două reţele plane legate între ele cu montanţi rigizi şi diagonale şi contradiagonale, bazată pe reducerea la o placă continuă echivalentă.

După ce se determină caracteristicile mecanice ale modelului în funcţie de rigidităţile elementelor reţelei se compară ecuaţiile de nod cu acelea ale unui element al plăcii continue, rezolvate prin diferenţe finite.

7. (A 7) **J. T. Oden, A. Neighbors** (S.U.A.): *Formularea topologică cu reţele a analizei cadrelor spaţiale neliniare din punct de vedere geometric şi material.*

8. (A 8) **K. E. Bruinette, S. J. Fenves** (Africa de Sud): *O formulare generală a calculului elasto-plastic a cadrelor spaţiale.*

9. (A 9) **H. B. Harrison** (Australia): *Aplicarea principiilor calculului plastic la structurile tridimensionale de oţel.*

10. (A 10) **A. G. Drymiotis, N. G. Kazma** (Anglia): *Metoda de calcul al rigidităţilor considerînd un ansamblu de elemente ca un element de structură.*

11. (A 11) **E. Suzuki, H. Kitamura, M. Yamada** (Japonia): *Analiza plăcii reticulate spaţiale cu ajutorul ecuaţiilor cu diferenţe.*

Se consideră o placă reticulată cu ochiuri pătrate (decalate în cele două planuri) şi se scriu ecuaţiile de echilibru şi de compatibilitatea deformaţiilor. Se ajunge în felul acesta la o ecuaţie cu diferenţe parţiale, a cărei soluţie este obţinută prin metoda separării variabilelor.

12. (A 12) **H. Gesund** (S.U.A.): *Distribuţia eforturilor şi a momentelor în cadre spaţiale alcătuite din bare neprismatice şi din material neliniar.*

13. (A 13) **F. Lederer** (Cehoslovacia): *Sisteme de cadre şi reţele spaţiale.*

14. (B 1) **J. Palikán** (Ungaria): *Determinarea formei la cupole din bare.*

15. (B 2) **K. C. Rockey, H. R. Evans** (Anglia): *O soluţie prin metoda elementelor finite pentru structuri prismatice.*

Se dau rezultatele numerice pentru o suprafaţă prismatică simplă, tratată prin teoria elasticităţii şi prin metoda elementelor finite, luînd succesiv 16, 32, 64, 80, 128, 256 elemente. Concordanţa rezultatelor este foarte satisfăcătoare. Pentru rezolvare se utilizează calculul matricial şi calculatoare electronice.

16 (B 3) **M. Reiss** (Israel): *Plăci prismatice în consolă şi continue.*

Se indică o metodă de calcul pentru plăci subţiri, prismatice cu o deschidere şi una sau două console simetrice, dezvoltînd încărcarea exterioară în serie de funcţii ortogonale.

Valorile proprii pentru diferite rapoarte de deschideri au fost obţinute cu un calculator electronic. Încercarea unui model de aluminiu a indicat rezultate apropiate de cele teoretice.

17 (B 4) **B. Kato, K. Takanashi, Y. Tsushima, Y. Hirata** (Japonia): *Calculul unei structuri spaţiale compuse din elemente piramidale pătrate.*

Structura descrisă este o reţea în două straturi. Stratul superior este o reţea diagonală, iar cel inferior o reţea normală. Nodurile sînt legate cu diagonale, astfel încît sistemul rezultă că este constituit din elemente piramidale întoarse, dispuse în şah.

În lucrare sînt examinate următoarele puncte:

a) stabilitatea reţelei spaţiale (este interesant de cercetat dacă sistemul nu este un mecanism, deoarece această reţea are un număr de bare mai mici decît în alte sisteme);

b) metoda de calcul a săgeţilor şi eforturilor în bare;

c) rezultatele încercărilor de laborator şi de şantier, comparate cu rezultatele experimentale;

d) cîteva exemple de realizări în acest sistem.

18. (B 5) **B. Gosehy** (Ungaria): *Torsiunea podurilor cu cabluri de suspensie oblice.*

19. (B 6) **J. V. Scalzi, W. C. Teng** (S.U.A.): *Proiectarea cadrelor circulare pentru construcţii înalte.*

20. (C 1) **H. B. Harrison** (Australia): *Calculul structurilor triunghiulare plane şi spaţiale la variaţii de temperatură şi geometrice.*

21. (C 2) **D. Johnson, D. M. Brotton** (Anglia): *Calculul săgeţilor finite ale structurilor spaţiale.*

22. (C 3) **A. Ramirez-Rivera** (Anglia): *Consideraţii topologice şi geometrice în calculul structurilor spaţiale, cu ajutorul calculatoarelor electronice.*

23. (C 4) **A. Jennings, K. I. Majid** (Anglia): *Calculul electronic al cadrelor spaţiale folosind matrici rare.*

24. (C 5) **B. L. Karihaloo, P. R. Pathare, C. K. Ramesh** (India): *Proiectarea optimă a structurilor spaţiale prin programare liniară folosind metoda de calcul a matricilor de rigidităţi.*

25. (C 6) **P. R. Pathare** (India): *O tehnică de calcul pentru folosirea eficientă a matricilor mari în calculul structurilor spaţiale mari.*

26. (C 7) **C. A. Miller, R. F. Kamm** (S.U.A.): *Calculul dinamic al reţelelor neortogonale.*

27. (D 1) **J. E. Bradley** (S.U.A.): *Calculul optim al unei structuri spaţiale continue pe două deschideri.*

Se dau detalii asupra rezultatelor studiului unei structuri spaţiale. Scopul studiului a fost să se optimizeze dimensiunile barelor astfel încît să rezulte greutatea minimă de oţel a suprastructurii. Structura de 120×180 ft (36,576 × 54,864 m) era compusă pe baza tramei pătrate de 60 × 60 ft (18,288 × × 18,288 m).

Rezultatele sînt prezentate în detaliu, arătînd metoda folosită pentru determinarea dimensiunilor înainte de calculul electronic şi apoi metoda iterativă folosind calculatorul pentru a optimiza fiecare bară. Toate calculele au fost făcute folosind programul IBM FRAN şi calculatorul IBM 7094 MK II.

28. (D 2) **Z. S. Makovschi, H. Nooshin** (Anglia) : *Calculul static al unei reţele triunghiulare de mare deschidere.*

29. (D 3) **H. B. Humpidge** (Anglia) : *Unele aspecte ale proiectării turnurilor de transmisie, cu ajutorul calculatoarelor electronice.*

30. (D 4) **P. Prynne** (Anglia) : *Studiul comportării unui acoperiş cilindric lung din bare, cu ajutorul calculatorului electronic.*

31. (D 5) **C. W. Mc. Cormick** (S.U.A.) : *Compararea calculului la un calculator electronic cu cercetările la scară naturală, pentru o structură spaţială.*

32. (D 6) **F. S. West** (Anglia) : *O metodă pentru a obţine rapoarte îmbunătăţite deschidere / greutate şi aplicarea ei la un sistem de reţea în dublu strat.*

33. (E 1) **H. Hossdorf** (Elveţia) : *Studiul pe model şi calculul electronic.*

34. (E 2) **J. Kolosowski** (Anglia) : *Încercări pe modele ale unei reţele spaţiale şi unui acoperiş prismatic.*

35. (E 3) **J. S. Gero, G. D. Ding, H. J. Cowan** (Australia) : *Cercetări asupra structurilor spaţiale.*

Se face o scurtă dare de seamă a cercetărilor întreprinse în cadrul facultăţii de arhitectură a Universităţii din Sydney.

36. (F 1) **A. A. Beleş, M. Soare** (România) : *Observaţii asupra căderii unei cupole de mare deschidere.*

Se dă o scurtă descriere asupra proiectării şi construcţiei unei cupole reticulate de mare deschidere, ca şi detalii asupra căderii acestei cupole produsă de o aglomerare locală de zăpadă, neobişnuită.

Cîteva comentarii şi ilustraţii completează expunerea.

37. (F 2) **M. J. L. Hussey, H. B. Humpidge** (Anglia) : *Calculul elastic şi determinarea sarcinilor critice elastice la cupole cu simetrie ciclică mare.*

Se dezvoltă o teorie simplificată a structurilor cu simetrie ciclică mare, cu referire specială la cupole reticulate. Se arată că analiza detaliată a cupolelor de acest fel sub sarcini uniforme sau convenţionale de vînt şi zăpadă poate fi redusă la un sistem de ecuaţii algebrice uşor de mînuit. Sînt deduse criterii exacte pentru flambajul elastic.

Aplicarea teoriei este ilustrată prin calculul liniar şi studiul stabilităţii unei structuri asemănătoare cu pavilionul expoziţiei naţionale de la Bucureşti.

38. (F 3) **N. C. Lind, B. Puranik** (Canada) : *Studiul stabilităţii cupolelor reticulate cu discontinuităţi ale reţelei.*

Studiile anterioare bazate pe ideea de placă echivalentă neglijează efectul defavorabil al discontinuităţilor în subdiviziunea regulată a unei cupole. Deoarece orice întrerupere în regularitatea distribuţiei barelor înseamnă o concentrare de eforturi, era important ca să fie puse la punct metode raţionale de evaluare a rezistenţelor şi a stabilităţii locale.

În comunicare, se analizează o cupolă cu reţea triunghiulară (inele + diagonale) cu noduri articulate şi se compară cu rezultatele obţinute pe o cupolă executată în sistemul Triodetic.

39. (F 4) **W. C. Carpenter , J. Ely, C. R. Bramer** (S.U.A.) : *Instabilitatea nodurilor structurilor reticulate sub sarcini generalizate.*

Se scriu ecuaţiile de echilibru pentru fiecare nod al structurii. Aceste ecuaţii, exprimate prin deplasări, sînt rezolvate printr-o iteraţie Gauss-Seidel, luînd în considerare forma iniţială (nedeformată) a structurii. Aceste deplasări sînt apoi corectate pentru a ţine seamă de deformaţiile datorite încărcării.

Variind mărimea încărcărilor aplicate structurii şi aplicînd metoda de calcul dezvoltată, se stabileşte o curbă încărcare radială— săgeată radială. Examinînd panta acestei curbe se pot trage concluzii privind instabilitatea nodurilor.

Metoda este ilustrată prin calculul unei cupole geodezice supusă unei acceleraţii orizontale şi verticale.

40. (F 5) **J. O. Mc Cutcheon, J. F. Dickie** (Canada) : *Stabilitatea cupolelor reticulate.*

Se tratează cupolele constituite din nervuri meridiane şi inelare cu noduri rigide. Se pleacă de la ipoteza că pierderea stabilităţii generale începe cu o instabilitate locală care se extinde pe toată suprafaţa. Dezvoltarea teoretică bazată pe considerente energetice şi primii doi termeni ai seriei trigonometrice au indicat o bună concordanţă cu distribuţia încărcării utile la nervuri şi cu deformarea acestora.

41. (F 6) **R. J. Aguilar, Tze-An Huang** (S.U.A.) : *Flambajul local al cupolelor reticulate triunghiulare sub acţiunea simultană a sarcinilor concentrate.*

42. (F 7) **S. J. Britvec** (S.U.A.) : *Unele aspecte ale stabilităţii elastice a cadrelor spaţiale şi suprafeţelor reticulate cu noduri articulate.*

43. (F 8) **K. P. Buchert** (S.U.A.): *Consideraţii de stabilitate elastică în proiectarea şi construcţia structurilor spaţiale cu dublă curbură.*

Pe baza cercetărilor recente se dau formule de flambaj pentru structuri din plăci curbe subţiri.

44. (F 9) **S. S. Tezcan, B. Ovunc** (Canada) : *O metodă iterativă pentru flambajul neliniar al structurilor în cadre.*

45. (F 10) **M. Pagano, C. Catanzaro, G. C. Pedicini** (Italia) : *Sarcina limită a plăcilor subţiri de translaţie şi cilindrice reticulate.*

46. (G 1) **H. Loo** (Canada) : *Proiectarea şi execuţia a trei cupole reticulate metalice.*

Se dau date asupra proiectării a trei cupole reticulate de 69 metri diametru, constituite în Canada de Vest. Proiectarea s-a făcut pe baza teoriei de membrană.

47. (G 2) **G. E. Barclay, J. L. Zestein, P. J. Harris, R. Leibe, O. F. Simonstren** (Canada) : *Structuri din cadre spaţiale pentru expoziţii.*

Două din cele mai largi pavilioane cu temă, pentru expoziţia mondială din Canda 1967, sînt „Omul explorator" şi „Omul producător". Tipul de structură ales pentru cele două pavilioane este un cadru spaţial de oţel, bazat pe elementul tip în formă de trunchi de tetrahedron cu laturi de 3 ft 3 in.

48. (G 3) **T. Itoh** (Japonia) : *Exemple de proiecte de structuri spaţiale de oţel.*

49. (G 4) **P. Rogers** (S.U.A.): *Structuri spaţiale din oţel precomprimat.*

50. (H 1) **P. Bueno, J. Calavera** (Spania) : *Acoperişuri plane alcătuite din structuri spaţiale tubulare.*

În ultimii ani, autorii au proiectat şapte acoperişuri plane tubulare, formate din octaedre, cu deschideri variind între 17 × 24 metri şi 50×70 m. Metodele de calcul se bazează în general pe asimilarea structurii reticulate cu o placă omogenă şi izotropă, luînd în considerare variaţia modulului de elasticitate cu direcţia. Se aplică dezvoltarea în serii duble trigonometrice.

Se dau de asemenea indicaţii constructive, nodurile şi materialele întrebuinţate şi încercările de probă efectuate.

51. (H 2) **S. J. Medwadowski** (S.U.A.) : *Proiectarea şi execuţia acoperişului unui cadru spaţial pentru o sală mare.*

52. (H 3) **P. M. Lovie** (Anglia) : *Proiectarea şi încercarea la scară naturală a unui turn geodezic de transmisie.*

53. (H 4) **D. Mateescu** (România) : *Cupolă metalică pentru un pavilion de expoziţie.*

54. (H 6) **E. V. Dotter** (S.U.A.) : *Proiectarea şi construcţia unei structuri spaţiale de mare deschidere pentru expoziţia mondială de la New York 1964—1965.*

55. (H 7) **E. Suzuki, H. Kitamura** (Japonia) : *Proiectarea şi construcţia unui turn de răcire.*

56. (J 1) **F. Castano** (Mexic) : *Proiectarea si construcţia structurilor spaţiale în formă de hipari.*

Se dau detalii pentru trei structuri cu destinaţii diferite folosind aceleaşi criterii de proiectare ca pentru plăcile curbe subţiri de beton armat.

57. (J 2) **B. Aucer, E. W. Solomon, D. G. Alcock** (Anglia) : *Construcţia unei structuri spaţiale din aluminiu.*

58. (J 3) **E. Suzuki, H. Kitamura, M. Yamada** (Japonia) : *Cupole reticulate la Tokio.*

Se descriu trei cupole şi anume : Acvariul, Casa Dolphin şi Baia publică din Tokio. Materialul de rezistenţă şi finisajele sînt înglobate într-un singur panou, prefabricat în uzină, iar la faţa locului se face doar montajul. Pentru uşurarea construcţiei, a fost utilizat aluminiul.

59. (J 4) **M. J. Bayley** (Anglia): *Studiul experimental şi teoretic al comportării unei cupole reticulate din aluminiu cu ochiuri triunghiulare.*

Se descrie experimentarea unui model de cupolă cu reţeaua triunghiulară, precum şi aplicarea condiţiilor de echilibru şi de compatibilitate, la studierea acestui tip de structură cu ajutorul calculatorului electronic.

Se dau detalii de proiectare a modelului la scara 1 ; 15, corespunzînd unei structuri de 143 ft. diametru.

60. (K 1) **Y. Ronkka** (Finlanda) : *Proiectarea şi realizarea cupolelor translucide din acryl.*

Se arată că este posibil să se proiecteze o structură spaţială din mase plastice care să fie în acelaşi timp portantă, bună izolantă termic şi de asemenea transparentă. Sînt folosite două tipuri de construcţii. Primul are un sîmbure de plastic expandat între două foi de poliester din fibre de sticlă, iar la al doilea, două foi de acryl sînt reunite prin nervuri, avînd un interspaţiu între ele. Cupolele pot rezista la temperaturi variind între minus 40°C şi plus 40°C, cu o temperatură interioară de circa 20—25°C.

61. (K 2) **R. C. Gilkie** (Anglia) : *Comparaţia între studiul teoretic şi experimental al unui sistem de construcţie în plastic şi aluminiu.*

Se dau informaţii privitoare la calculul şi comportarea structurilor de acoperişuri uşoare constituite din piramide exagonale din poliester armat cu sticlă, reunite la vîrfuri prin tuburi de aluminiu.

62. (K 3) **D. Robak** (Anglia): *Utilizarea structurală a piramidelor din mase plastice în reţele spaţiale în dublu strat.*

Se dau informaţii privitoare la folosirea piramidelor cu bază pătrată, cu pereţi subţiri din răşini poliesterice armate cu fibre de sticlă, ca elemente de rezistenţă urmînd straturile superior şi inferior ale acoperişurilor plane în dublu strat. Se examinează întîi pe scurt proprietăţile de bază ale plasticelor armate cu fibre de sticlă, metode de construcţie şi formarea piramidelor, apoi se fac consideraţii de calcul. Pe baza datelor experimentale au fost deduse formule empirice care determină sarcina limită a piramidei cu pereţi subţiri.

63. (K 4) **R. Piano** (Italia) : *Experimentări şi proiecte de structuri industrializate din mase plastice.*

64. (K. 5) **B. S. Benjamin** (Anglia) : *Raport asupra unei lucrări experimentale privind prototipul unei suprafeţe prismatice din mase plastice, de tip sandviş.*

65. (K 6) **B. S. Benjamin** (Anglia) : *Lucrul transversal al structurilor prismatice din mase plastice.*

La asemenea structuri nu este raţional să se folosească grinzi marginale din motive de economie, ceea ce atrage săgeţi transversale mari. Calculul de placă conduce la o ecuaţie neliniară care conţine două constante. Acestea au fost evaluate empiric pentru diferite rapoarte lungime/lăţime şi un coeficient Poisson de 0,35.

66. (K 7) **L. J. Boler, J. S. Tandon** (S.U.A.) : *Structuri spaţiale extensibile.*

67. (L 1) **S. Woolf** (Anglia) : *Structuri spaţiale din lemn.*

68. (L 2) **L. G. Booth, B. T. Keay** (Anglia) : *Cerinţele funcţionale şi structurale ale cadrelor spaţiale de lemn.*

69. (L 3) **A. W. Hendry, A. T. Kenworthy** (Anglia) : *Cercetări de laborator privind proiectarea structurilor piramidale de lemn.*

70. (L 4) **L. O. Kersztesy** (Anglia) : *Determinarea eforturilor de membrană, a momentelor încovoietoare şi a deplasărilor într-o placă curbă subţire compusă, prefabricată, din lemn.*

71.(M1) **H. Rühle** (R.D.G.): *Construcţia şi realizarea a două lucrări noi pneumatice.*

72. (N 1) **M. N. Brainov** (Bulgaria) : *Reţele suspendate cu simplă curbură.*

73. (N 2) **H. Mollman, P. L. Mortensen** (Danemarca) : *Analiza acoperişurilor suspendate precomprimate (reţele de cabluri).*

74. (N 3) **H. A. Buchholdt** (Anglia) : *Comportarea acoperişurilor mici din cabluri preîntinse supuse la încercări uniform distribuite.*

75. (N 4) **G. R. Buchanan, J. E. Akin** (S.U.A.) : *Studiul săgeţilor structurilor în reţele folosind metoda reflecţiei.*

76. (N 5) **Y. Tsuboi, M. Kawaguchi** (Japonia) : *Studiul şi proiectarea structurii unui acoperiş suspendat.*

77. (N 6) **S. Shore, G. N. Bathish** (S.U.A.) ; *Analiza de membrană a acoperişurilor din cabluri.*

78. (P 1) **J. Lindsay** (S.U.A.) : *Structurile spaţiale ca preocupare.*

79. (P 2) **L. Bass** (S.U.A.) : *Cupole lamelare în Statele Unite.*

În ultimii 10 ani, peste 30 cupole lamelare au fost construite în S.U.A. cu deschidere variind între 30 şi 600 ft. (9,14—182,88 m).

Cupolele sînt împărţite în două clase şi anume cu noduri articulate şi cu noduri rigide. Această diferenţiere este necesară pentru calculul cupolelor ; cele de lemn se consideră că au noduri articulate, în timp ce cele metalice au noduri rigide. Se discută metodele de calcul pentru amîndouă tipurile.

Ambele metode necesită utilizarea unui calculator electronic pentru a reduce la minim timpul, costul şi erorile numerice.

80. (P 3) **C. Avram, I. Grüner** (România) : *Acoperişuri lamelare cu simplă şi dublă curbură, din elemente prefabricate*

81. (P 4) **T. Naka, B. Kato, H. Tada** (Japonia) : *Calculul şi proiectarea unui turn hiperbolic cu o pînză.*

82. (P 5) **W. Poniź, D. Poniż** (Polonia) : *Construcţii metalice spaţiale în Polonia.*

83. (P 6) **W. Ponię** (Polonia) : *Construcţie cu pereţi subţiri pentru galerii de transportat oţeluri.*

84. (P 7) **Y. Tsuboi, S. Kawamata** (Japonia) : *Proiectarea şi construcţia unei structuri suspendate.*

85. (Q 1) **M. N. Brainov** (Bulgaria) : *Cupole uşoare demontabile şi transportabile.*

86. (Q 2) **R. Le Ricolais** (S.U.A.) : *O metodă simplă pentru calculul reţelelor plane.*

Forma de construcţie descrisă este o reţea plană compusă din triunghiuri regulate şi exagonale sau „trihex" răspunzînd condiţiei E = 2 C, în care E = numărul de bare şi C = numărul de noduri (sau numărul de intersecţii).

Aplicaţia schemei trihex este schiţată pentru o cupolă de mare deschidere (160 m).

87. (Q 3) **R. Le Ricolais** (S.U.A.) : *Celulele octahedronale pentru structuri metalice întinse.*

88. (Q 4) **P. Conil** (Franţa) : *Suprafeţe întinse cu o singură pînză.*

89. (Q 5) **E. R. Schaeffer** (S.U.A.) : *Structuri tip cupolă.*

90. (Q 6) **D. G. Emmerich** (Franţa) : *Reţele.*

91. (R 1) **H. G. Fentiman** (Canada) : *Dezvoltarea în Canada a fabricării şi construirii structurilor tridimensionale folosind sistemul triodetic.*

Una dintre piesele de nod care şi-au găsit o aplicare considerabilă în structurile spaţiale este nodul triodetic ; se dă o descriere a concepţiei lui, dezvoltarea şi istoricul, în sfîrşit aplicarea efectivă.

92. (R 2) **S. C. Hsiao** (S.U.A.) : *Elementele principale ale cadrului spaţial „Unistrut".*

93. (R 3) **H. Castillo** (Mexic): *Un cadru spaţial din oţel şi beton armat — Structura Spaţială „Tridilosa".*

94. (R4) **M. K. Sniyder** (S.U.A.): *Reţea spaţială — dezvoltarea unui sistem unitar de construcţie.*

95. (R 5) **B. Koy** (Polonia) : *Un sistem de construcţie unificat pentru uzine, folosind plăci triunghiulare sandviş.*

Lucrarea a fost prezentată şi la simpozionul IASS de la Budapesta (septembrie 1965).

96. (R 6) **M. W. Danby, E. C. Ruddock** (Sudan) : *Concepţia de proiectare şi un sistem simplu de construcţie pentru o structură de paraboloid hiperbolic cu nervuri.*

97. (R 7) **M. Mengeringhausen** (R.F.G.) : *Alcătuirea structurilor spaţiale din bare.*

98. (S 1) **F. K. Chang, H. B. Tothman** (S.U.A.): *Proiectarea plăcilor curbe subţiri sferice reticulate înalte.*

Se dau detalii asupra proiectării unei cupole sferice reticulate de 1 100 ft. diametru şi avînd înălţimea de 7×8 diametri, acoperită cu o membrană de plastic armată cu fibre din sticlă.

99. (S 2) **A. J. Lacopulos** (S.U.A.) : *Cadre spaţiale pentru panouri reflectoare multiple de antenă.*

100. (T 1) **A. Quarmby** (Anglia) : *Dezvoltarea industriei construcţiilor. Structuri spaţiale şi rolul maselor plasice.*

101. (T 2) **H. Kusgen** (R.F.G.) : *Structuri spaţiale pentru clădiri cu planşeu cu instalaţiile înglobate.*

102. (U 1) **Y. Friedman** (Franţa) : *Utilizarea structurilor tridimensionale pentru rezolvarea unor probleme de urbanism.*

103. (V 1) **S. Du Château** (Franţa) : *Integrarea gîndirii tehnice în creaţia arhietecturală (Colaborarea creatoare între arhitect şi inginer).*

104. (V 2) **H. S. Howard Jr.** (S.U.A.) : *Cîteva probleme estetice.*

105. (V 3) **I. Kádár** (Ungaria) : *Rolul structurilor spaţiale în concepţia arhitectonică. Structuri spaţiale recente în Ungaria.*

★

După scurta trecere în revistă sau simpla menţionare a lucrărilor incluse în publicaţiile preliminare pot fi desprinse unele concluzii importante.

1. **Calculul structurilor spaţiale.** Acest tip de structură prezintă un grad foarte mare de hiperstaticitate. Unii autori înclină să considere că structurile din bare de lemn sînt articulate la noduri, în timp ce cele metalice trebuie considerate cu noduri rigide. Majoritatea autorilor însă admit ipoteza structurilor articulate, cu sarcinile articulate la noduri.

Din punct de vedere al metodei de calcul, cercetările din ultimii ani s-au cristalizat în trei direcţii şi anume :

a) Aplicarea metodelor staticii construcţiilor care constă în considerarea condiţiilor de echilibru şi de minim ale energiei potenţiale de deformaţie a sistemului. Acestea sînt cele mai generale metode, care permit în mod teoretic studierea oricărei structuri cu orice caracteristici geometrice şi elastice. Ea este şi cea mai laborioasă, prin numărul mare de necunoscute care intervin.

b) Asimilarea cu o placă plană sau curbă subţire continuă (omogenă) este posibilă atunci cînd pasul reţelei este foarte mic în raport cu deschiderile (şi cu razele de curbură). În acest fel este posibil să se aplice soluţiile din teoria plăcilor subţiri prin găsirea formulelor de echivalenţă între structura reticulată şi cea continuă.

c) Structura discretă a barelor poate fi folosită cu succes cînd aceeaşi unitate de bază se repetă de un număr mare de ori.

Relaţiile de echilibru şi de deformaţii stabilite pentru un nod curent se transformă în ecuaţii cu diferenţe parţiale ale căror soluţii pot fi căutate analitic sau numeric.

2. **Posibilităţi de rezolvare numerică.** Volumul mare de scriere a ecuaţiilor necesare şi apoi de rezolvare a lor, a condus la introducerea pe scară largă a calculului matricial şi a calculatoarelor electronice. Astăzi este de neconceput o abordare diferită a acestui gen de probleme.

Datorită acestui mod de rezolvare, se constată că comunicările la congrese şi articolele în general devin mai ermetice, nemaiputîndu-se urmări firul gîndirii autorului şi al deducerii rezultatelor. Acest ermetism îşi are evident o explicaţie şi în secretul de firmă specific sistemului capitalist.

3. **Materiale folosite pentru structură.** De la iniţierea conferinţei internaţionale, s-a decis că lucrările ei nu vor privi şi betonul armat, întrucît acestui gen de construcţii i-au fost dedicate în ultimii ani mai multe reuniuni internaţionale.

În consecinţă, au fost prezentate metode de calcul şi realizări de construcţii din oţel (profilat şi tubular), aluminiu, lemn şi mase plastice (poliesteri armaţi cu fibre de sticlă).

4. **Învelitori.** Una din problemele cheie pentru realizarea complexă a unei structuri reticulate o constituie rezolvarea învelitorii. Din păcate lucrările conferinţei au fost foarte sărace în asemenea indicaţii.

Se menţionează panourile de aluminiu la care finisajele sînt înglobate de la uzină, panourile din miez de polistiren expandat între două foi de poliesteri armate cu fibre de sticlă sau foi din plexiglas (acryl) reunite prin nervuri şi avînd un interspaţiu între ele, panouri în formă de piramide exagonale din poliester armat cu fibre de sticlă.

5. **Domeniul de aplicaţie şi realizări.** Domeniul de aplicaţie este foarte variat ; din materialele conferinţei desprindem :

— Construcţii înalte pentru locuinţe şi birouri (B6)

— Laboratoare (D2), (R4)

— Turnuri de transmisie (D3), (H3), faruri (P4)

— Şcoli (D5), (L1)

— Biserici (E2), (G4), (H1), (L1).

— Expoziţii (G2), (H1), (H4), (H5), (J1)

— Fabrici (G3), (R2), fabrici pentru prelucrarea lemnului (K4)

— Restaurante (G4).

— Săli de sport (H1), stadioane (J1), (N5), (P2).

— Săli amfiteatru (H2), auditorii (P2)

— Turnuri de răcire (H6).

— Structuri speciale în cadrul expoziţiilor (J2).

— Acvarii (J3).

— Băi publice (J3).

— Cabane (K4)

— Spitale (L1)

— Galerii de transport (P6).

— Cupole demontabile (Q1)

— Antene (S2).

★

Faţă de marele interes suscitat de conferinţa internaţională, s-a propus crearea unei organizaţii internaţionale permanente, pe care personal am aprecia-o foarte mult.

O ultimă menţiune despre publicaţiile preliminare ale conferinţei apărute în condiţii grafice excepţionale, însă la care foarte multe au fost tipărite fără corectura autorilor respectivi ; din această cauză au apărut cu numeroase greşeli sau într-o limbă care le face greu de urmărit.

Recomandăm în mod deosebit volumul final care este programat să apară încă în cursul anului 1967, la Blackwell Scientific Publications, Londra.

Dr. ing. Mircea Soare

Expoziţia MAŞINI DE CONSTRUCŢII din R.D.G.

Între 6 şi 15 octombrie a.c. a fost deschisă în Bucureşti expoziţia industriei constructoare de maşini de construcţii din R.D.G., care a oferit vizitatorilor posibilitatea de a cunoaşte un număr mare de produse, începînd cu utilaje de mică mecanizare pînă la maşini complexe, linii tehnologice şi instalaţii complete pentru construcţii rutiere, industriale şi edilitare.

Pentru executarea lucrărilor terasiere au fost expuse :

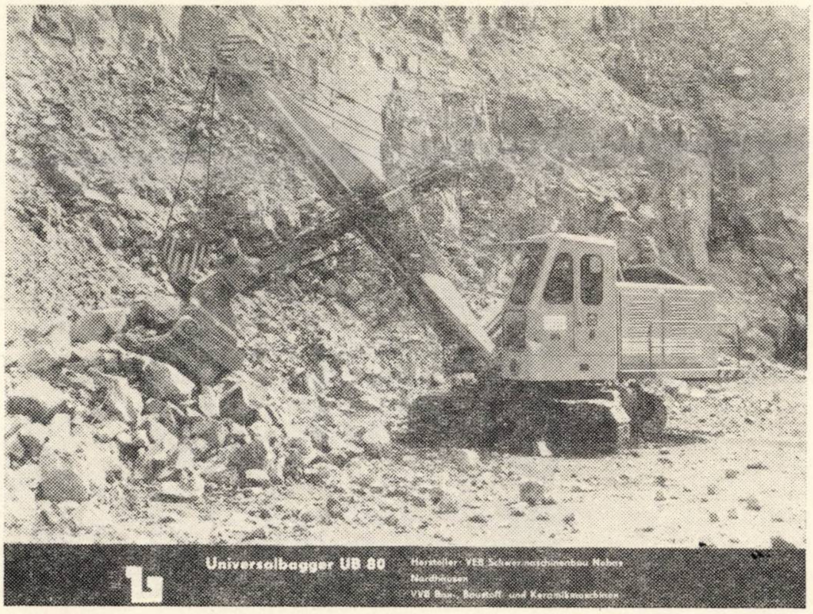
— excavatoare universale cu capacitatea cupei de la 0,6 pînă la 2,0 m^3, cărora li se pot ataşa 17 echipamente diferite (fig. 1) ;

— autogredere pentru executarea lucrărilor terasiere, rutiere, pistelor aviatice, pentru lucrările de întreţinere a drumurilor, construcţii de canale, feroviare, industriale etc. (fig. 2).

Maşina UZF 70 este o combinaţie de utilaje formată din : tractor universal U 70, repartizator de ciment Z 70 şi freză pentru pămînt F 70 şi se foloseşte la lucrările de stabilizare a pămîntului în construcţii rutiere, drumuri agricole şi forestiere (fig. 4).

O altă maşină combinată este cea pentru curăţirea acostamentelor şi este formată din: tractor universal, freză de acostament şi încărcător, maşină pt. măturat (fig. 3).

Fig. 1


Universalbagger UB 80
Hersteller: VEB Schwermaschinenbau Nobas Nordhausen
VVB Bau-, Baustoff- und Keramikmaschinen

Tot pentru întreţinerea drumurilor s-a mai prezentat un utilaj — SUR 1 — tractat, folosit la remedierea rapidă a stricăciunilor îmbrăcăminţilor rutiere.

Pentru industria construcţiilor şi a materialelor de construcţii au fost expuse :

— instalaţii de malaxare şi malaxoare pentru prepararea betonului (fig. 6) ;

— vibratoare de cofraj cu oscilaţii circulare şi dirijate ;

— vibratoare de adîncime folosite la compactarea betoanelor, la aplicarea şi introducerea betonului în finisoarele pentru piese din beton pretensionat

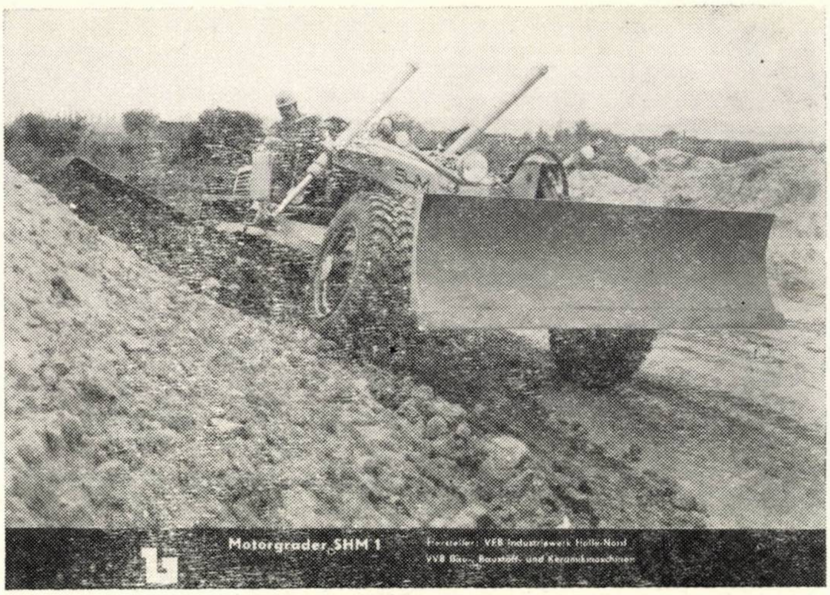
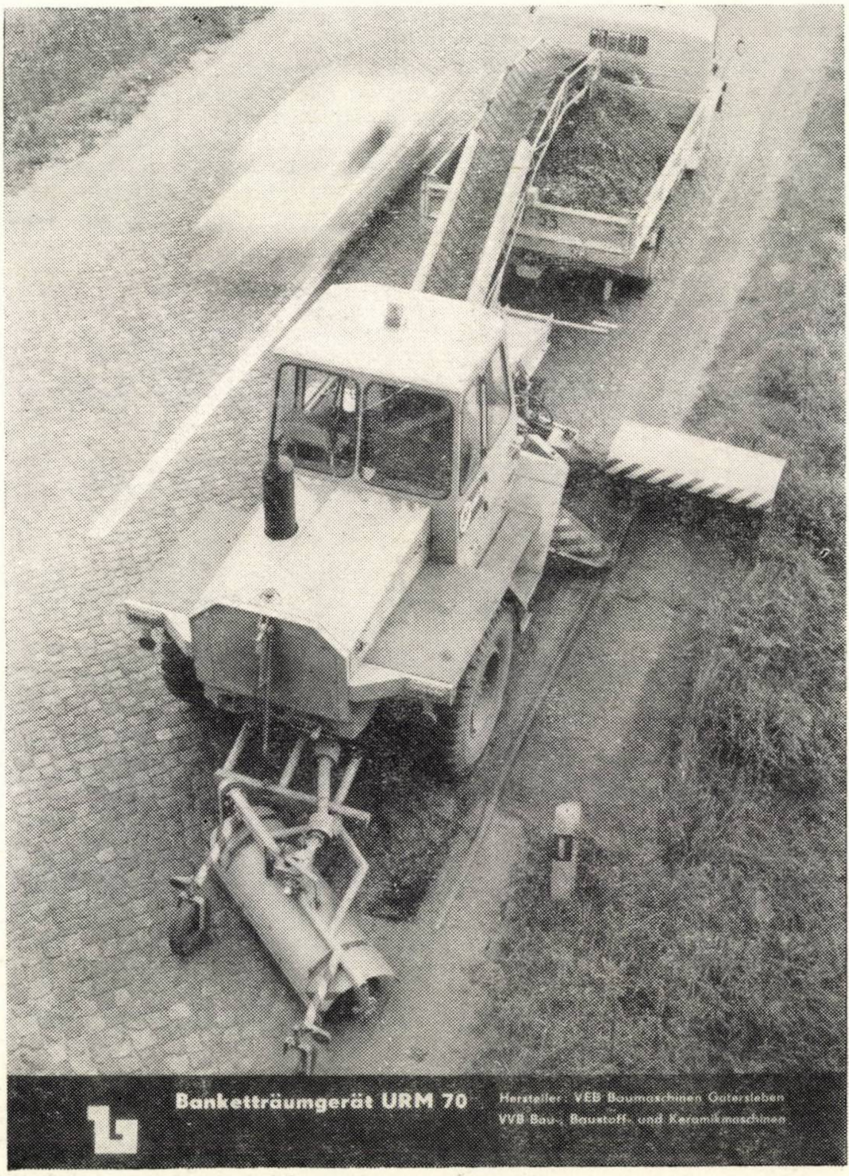

Motorgrader SHM 1
Hersteller: VEB Industriewerk Halle-Nord
VVB Bau-, Baustoff- und Keramikmaschinen

Fig. 2

Fig. 3


Bankettraumgerät URM 70
Hersteller: VEB Baumaschinen Gatersleben
VVB Bau-, Baustoff- und Keramikmaschinen

cum şi pentru compactarea maselor de beton sau beton armat (fig. 5);
— maşină pentru fabricat tuburi de beton cu secţiune ovoidală sau circulară;
— lopată mecanică acţionată electric;
— greifer electromecanic.

Pentru lucrările de montaj s-au putut vedea automacarale pivotante, macarale pivotante mobile şi mici utilaje pentru ridicarea pe verticală, iar pentru mecanizarea transporturilor, s-au prezentat: un stivuitor cu furci şi benzi transportoare. Prezentarea exponatelor cît şi faptul că specialiştii din R.D.G. au stat la dispoziţia vizitatorilor cu explicaţii şi demonstraţii

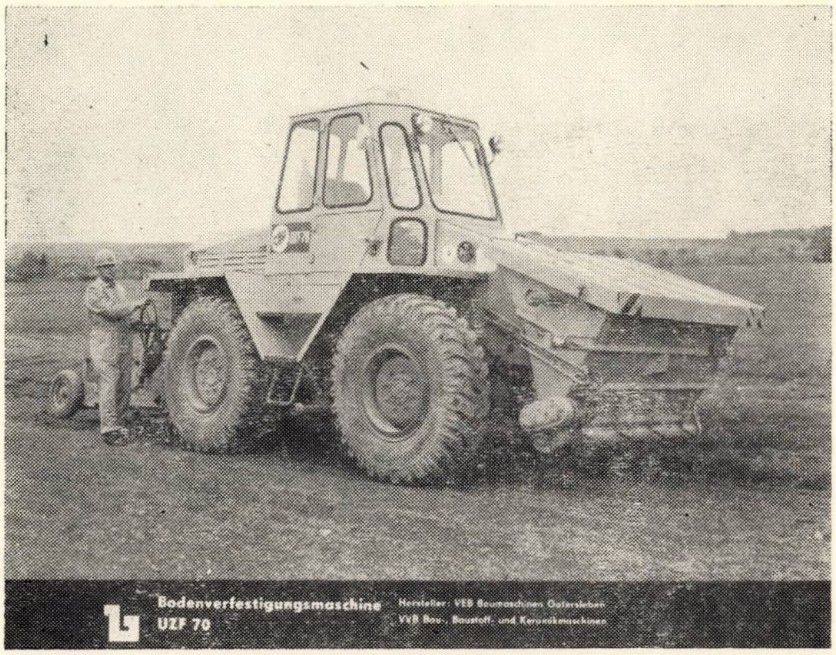
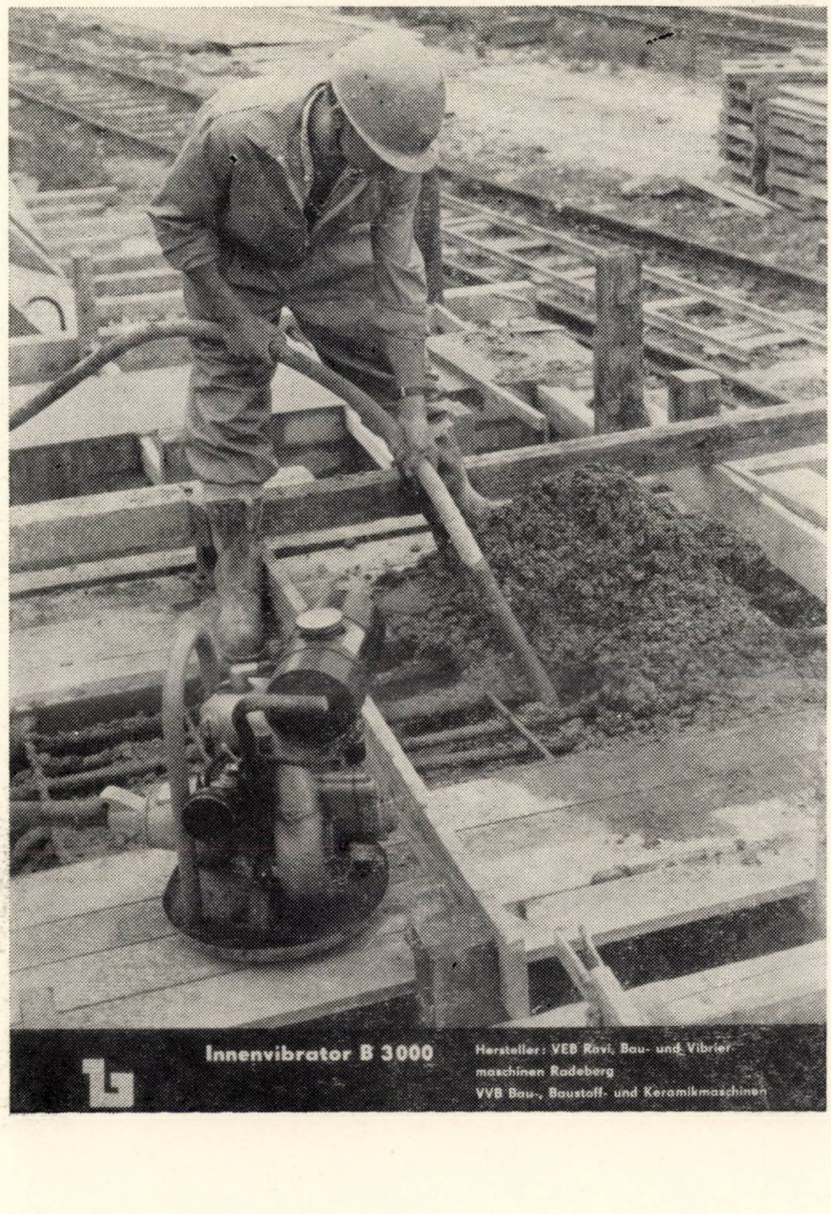

Bodenverfestigungsmaschine
UZF 70
Hersteller: VEB Baumaschinen Gatersleben
VVB Bau-, Baustoff- und Keramikmaschinen

Fig. 4

Fig. 5


Innenvibrator B 3000
Hersteller: VEB Rovi, Bau- und Vibriermaschinen Radeberg
VVB Bau-, Baustoff- und Keramikmaschinen

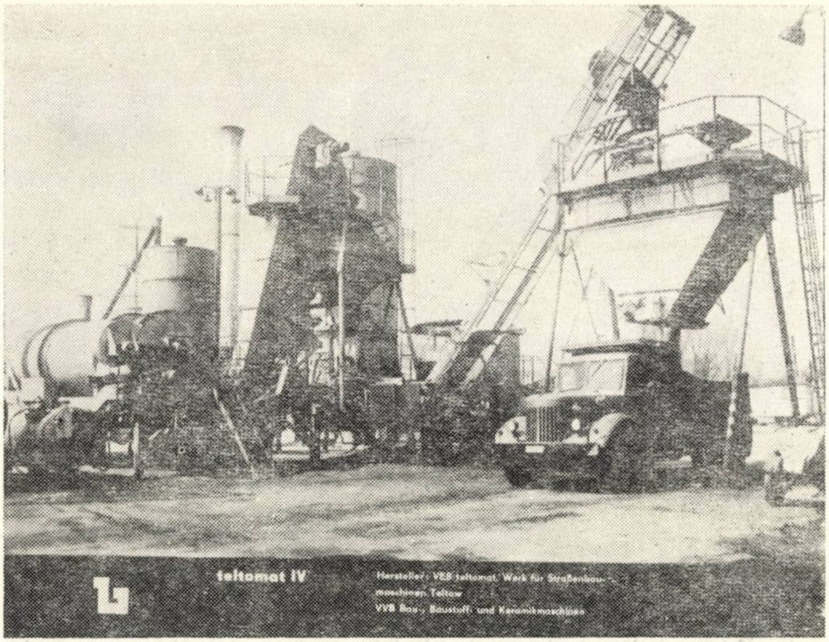

teltomat IV
Hersteller: VEB teltomat, Werk für Straßenbaumaschinen, Teltow
VVB Bau-, Baustoff- und Keramikmaschinen

Fig. 6

practice a constituit o ocazie de a cunoaşte preocupările şi realizările la zi ale firmelor constructoare de maşini de construcţii din R.D.G.

Expoziţia combinatelor de chimie din R.D.G.

Între 10 şi 19 octombrie a.c. în pavilionul D din complexul central de expoziţii din Bucureşti, întreprinderea Chemieanlagen-Export-Import din R.D.G. şi asociaţii săi au prezentat o expoziţie de machete de instalaţii pentru prelucrarea maselor plastice şi elastice.

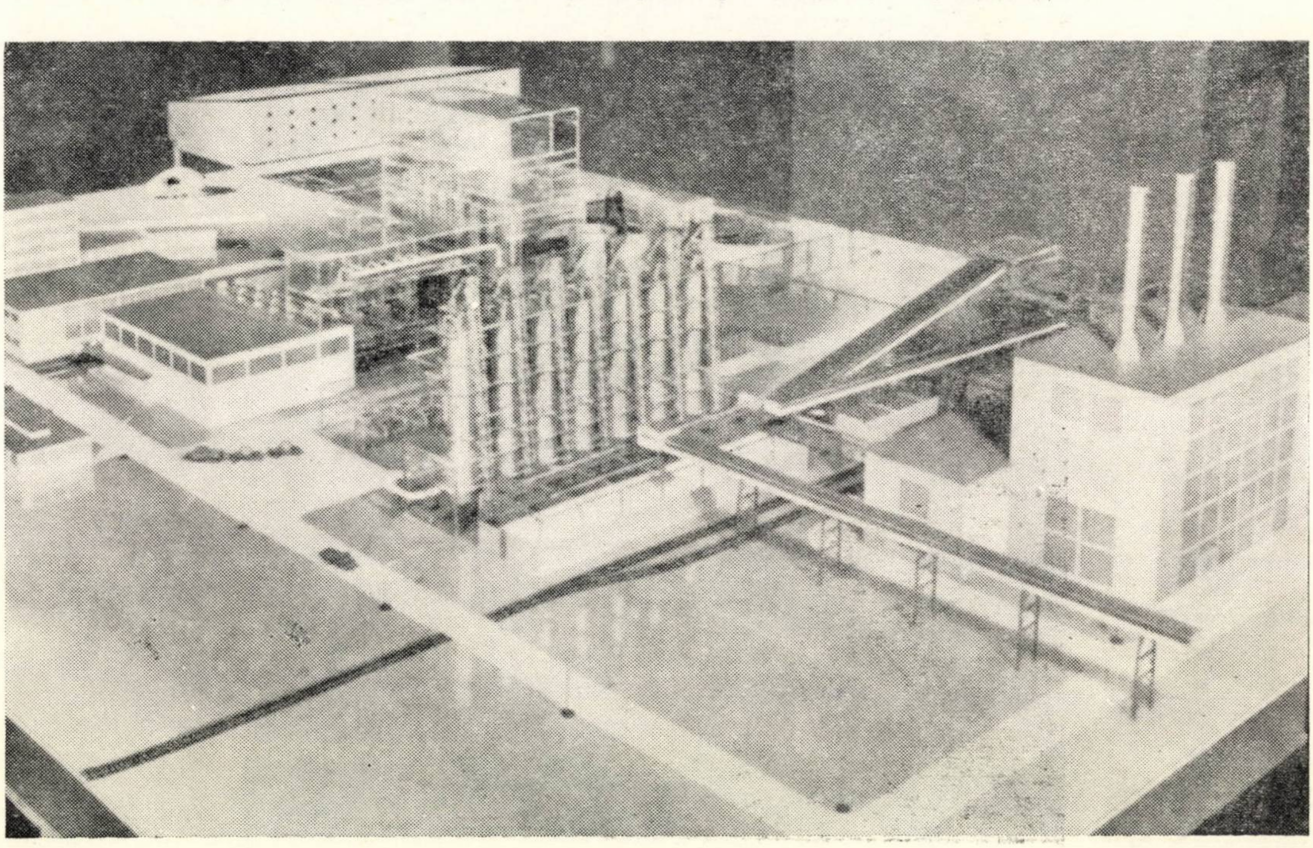
Astfel, Intreprinderea de stat pentru construcţii de maşini şi aparate Grima a expus modelul unei linii tehnologice pentru producerea de stiren din benzen şi a unei linii tehnologice pentru producerea etil-benzenului, material de bază pentru producerea stirenului.

O altă machetă prezenta o instalaţie pentru producerea n — parafinelor după procedeul Parex care este un proces de adsorbţie-desorbţie, dezvoltat de Intreprinderea de stat Leuna Werke.

Pentru distilarea metanolului brut, rezultat din sinteză, Intreprinderea de stat „Germania" a construit o instalaţie cu ajutorul căreia se poate obţine metanol pur, care se foloseşte ca solvent, adaos la carburanţi etc.

De remarcat a fost instalaţia de producere a policlorurei de vinil (PVC) care serveşte ca material de bază la fabricarea unei game variate de produse ca : vinidur, ekazol, vinitex, vopsele de dispersie etc.

În afară de machetele unor instalaţii mari, adevărate uzine ale industriei chimice din R.D.G. în cadrul expoziţiei s-au mai expus şi aparate de măsurare, reglare şi controlul vidului, maşini de amestecat, instalaţii de separare a gazelor pentru obţinerea etilenei, maşini hidraulice pentru formarea prin injecţie a materialelor plastice, granulatoare cu aspiraţie pneumatică etc.



NOI TIPURI DE FILTRE CU SACI

Ing. C. Dimitrescu

Filtrele cu saci sînt utilaje frecvent utilizate în instalațiile de desprăfuire a diferitelor gaze, absorbite din instalațiile de concasare și măcinare. Datorită punerii la punct a țesăturilor din fire de sticlă, utilizarea acestor filtre a putut fi extinsă și în domeniul gazelor calde (t ⩽ 280°C), cum sînt cele evacuate din uscătoare și din cuptoarele rotative pentru fabricarea clincherului de ciment Portland, prin procedeul umed de fabricație.

Asupra tipului clasic de filtru cu saci nu este cazul să se dea aici detalii constructive; se va reaminti numai principiul lui de funcționare care se bazează pe trecerea curentului de gaze încărcate cu praf prin țesătura unor saci, montați cu gura în jos într-o carcasă metalică. Filtrul are mai multe camere cu saci. Gurile sacilor sînt fixate pe ștuțurile unor orificii din capacul inferior al camerei. Periodic, sacii din fiecare cameră sînt curățați. Aceasta se realizează prin trecerea unui curent de aer curat în sens invers celui de gaze cu praf, ceea ce face să se desfunde porii țesăturii. În același timp, sacii sînt scuturați mecanic, praful astfel scuturat căzînd în cutia inferioară a filtrului. Pentru scuturarea sacilor, filtrul este echipat cu un mecanism cu rame.

Filtrele cu saci au următoarele avantaje principale:

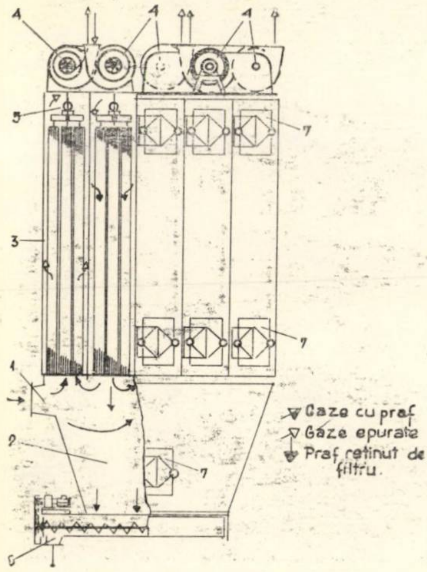
— asigură, în condiții normale de funcționare, un randament de desprăfuire care depășește 99%, comparativ cu cel al filtrelor electrostatice;

— necesită investiții reduse, comparativ cu filtrele electrostatice.

Principalele lor dezavantaje sînt:

— necesită un consum de energie mai mare decît filtrele electrostatice, din cauza rezistenței hidraulice a țesăturii sacilor;

Fig. 1. Filtru cu saci, cu aspirarea aerului de curățare prin ventilatoare



— necesită un volum mare de lucrări de întreținere, constînd mai ales din urmărirea stării sacilor și înlocuirea neîntîrziată a celor rupți;

— mecanismul de scuturare se uzează repede.

Avantajele sînt precumpănitoare în special în domeniul debitelor uzuale ale instalațiilor de ventilație ale concasoarelor și morilor, ceea ce a făcut ca aceste agregate să fie echipate, în cele mai multe cazuri, cu filtre cu saci.

După cum s-a arătat mai sus, din punct de vedere al întreținerii, principala problemă este ruperea sacilor. Aceasta se produce din cauza înfundării porilor țesăturilor, ceea ce duce la mărirea rezistenței hidraulice a sacilor și deci la creșterea solicitării lor de către curentul de gaze. De asemenea, solicitările mecanice, la care sînt supuși sacii în timpul scuturării, contribuie și ele la ruperea acestora.

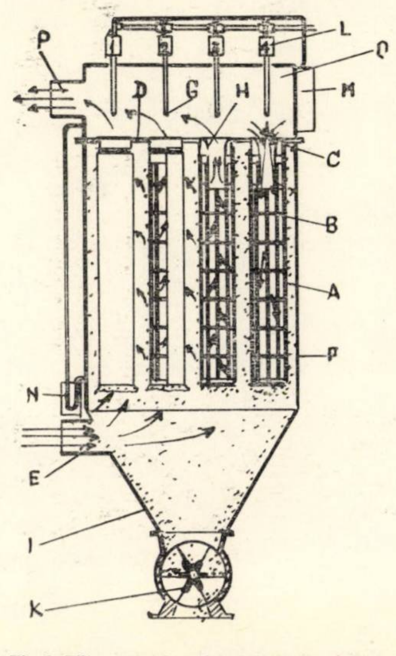


Fig. 2. Filtru cu saci, cu jeturi de aer de curățare

În ultimii ani, o serie de firme care construiesc filtre cu saci și-au îndreptat eforturile către îmbunătățirea sistemelor de curățire a sacilor, ajungînd la o serie de soluții noi.

Filtrul din figura 1 are, pentru fiecare dintre camerele cu saci 3, cîte un ventilator 4 și cîte un vibrator 5, montat pe suportul sacilor. Gazele cu praf intră prin gura de admisie 1, în cutia inferioară 2 și de aici pătrund în saci, străbătînd țesătura, care reține praful. Gazele astfel epurate ies în interiorul camerelor cu saci, sînt absorbite de ventilatoare și evacuate în atmosferă. Cînd sacii dintr-o cameră trebuie curățați, se întrerupe alimentarea motorului ventilatorului respectiv și se pune în funcție vibratorul. Turația ventilatorului scade, reducîndu-se deci și debitul său. Cînd turația ventilatorului ajunge la 15—30% din cea nominală, debitul scade la zero, iar apoi, cînd turația descrește mai mult, fluxul de gaze din ventilator își schimbă sensul, din cauza depresiunii din celelalte camere. În felul acesta, aerul din exterior pătrunde prin ventilator în interiorul cutiei și de aici, în interiorul sacilor, desfundînd porii țesăturii Aerul cu praf coboară în cutia inferioară, praful care se depune aici este evacuat de transportorul elicoidal 6, iar aerul de curățire este evacuat în atmosferă, trecînd prin camerele cu saci în funcțiune.

După terminarea perioadei de curățire a unei camere, se oprește vibratorul și se pune din nou în funcțiune ventilatorul. Durata de curățire a sacilor din fiecare cameră este reglabilă, în limitele de 20—45 secunde. Un dispozitiv automat comandă curățarea succesivă a camerelor. Ușile de vizitare 7 permit un acces comod în interiorul filtrului, pentru lucrări de reparații.

Soluția descrisă mai sus a eliminat deci mecanismul complicat de scuturare, cu dispozitivele de comandă a clapetelor de dirijare a fluxului de gaze și aer. Sacii nu mai sînt supuși unor scuturări violente, ca în filtrele de tip clasic, iar eforturile dinamice transmise construcției, în care este instalat filtrul, s-au redus.

Mărirea numărului de ventilatoare ale instalației reprezintă însă un dezavantaj din punct de vedere al exploatării, iar amplasarea lor pe carcasa filtrului poate produce vibrații puternice ale acesteia, în cazul unor mici dezechilibrări ale rotoarelor.

În figura 2 este schițat un alt tip de filtru, la care simplificările constructive sînt mai importante. Principiul scuturării mecanice a sacilor, fie cu ajutorul unui mecanism de batere, fie prin vibrare, a fost înlocuit cu cel al utilizării în acest scop a unor jeturi de aer. Gazele cu praf intră prin gura de admisie E în interiorul carcasei F. Aceasta este acoperită de placa superioară D, care o desparte de camera superioară O, prevăzută cu gura de evacuare P, racordată la ventilatorul instalației de desprăfuire. Placa superioară are o serie de orificii, prevăzute cu tuburile Venturi H și cu suporturile B ale sacilor A. Suporturile B sînt alcătuite din rețele de sîrmă, peste care sînt trași sacii, cu gurile în sus. Sacii sînt legați etanș de ștuțurile C ale plăcii superioare. Gazele pătrunse în carcasă trec mai departe în interiorul sacilor. Țesătura acestora reține praful, iar gazele astfel epurate intră în camera superioară, de unde sînt absorbite de ventilator. Curățirea sacilor se realizează prin jeturi de aer comprimat, de scurtă durată, insuflate în tuburile Venturi prin duzele G. O parte din gazele epurate sînt antrenate înapoi, în interiorul sacilor. Undele de presiune, care iau naștere la ieșirile din tuburile Venturi, scutură sacii, care sînt montați pe suporturile lor cu un anumit joc. Praful căzut de pe saci cade în pîlnia colectoare I, de unde este evacuat prin

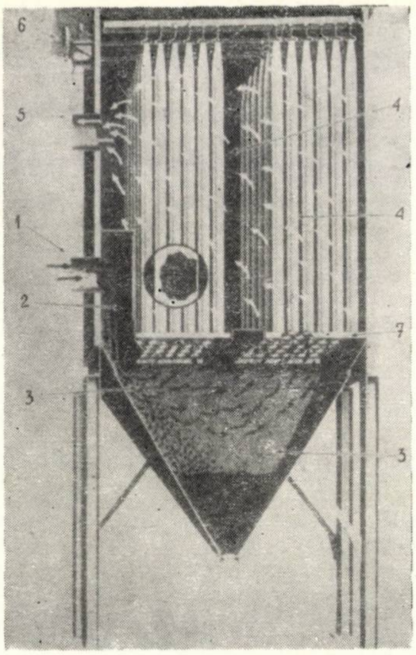


Fig. 3. Filtru cu saci, cu cameră de intrare pentru separarea particulelor grosiere

intermediul ecluzei celulare K. Un dispozitiv electronic M transmite ventilelor L comenzile necesare, pentru a se scutura, la intervale reglabile, de 7—20 secunde, cîte $\frac{1}{9}$ din suprafaţa totală de filtrare. În mod normal, durata unui proces de curăţire este de circa $\frac{1}{4}$ secunde. Presiunea produsă de jeturile de aer de curăţire echilibrează depresiunea creată de ventilatorul instalaţiei de desprăfuire, astfel că, în timpul operaţiei de curăţire, sacii respectivi nu participă la procesul de filtrare a gazelor. Manometrul N indică diferenţa de presiune dintre spaţiul din interiorul carcasei F şi camera superioară O.

Cantitatea de aer de curăţire este de circa 0,25—0,40 N m^3 pe oră şi m^2 de suprafaţă de filtrare şi reprezintă 0,1—0,4 % din cantitatea de gaze epurate. Gradul de desprăfuire atinge 99,95—99,99 % pentru praf format din particule fine (pînă la o dimensiune de 0,1 μ). S-au realizat filtre de acest tip avînd suprafeţe de filtrare pînă la 1 500 m^2. Carcasele sînt prevăzute cu uşi de vizitare corespunzătoare.

Principalul avantaj al acestui tip de filtru constă în aceea că au fost eliminate toate piesele în mişcare.

În figura 3 se vede un tip de filtru, care a fost îmbunătăţit faţă de cel clasic, prin conducerea gazelor cu praf prin gura de admisie 1 în camera de intrare 2. Aici, din cauza schimbării bruşte de direcţie a curentului de gaze, particulele grosiere cad direct în pîlnia colectoare 3, astfel că se reduce solicitarea sacilor 4. Gazele epurate sînt absorbite, prin gura de evacuare 5, de ventilatorul instalaţiei de desprăfuire. S-au prevăzut şi dispozitivele de scuturare 6. De asemenea, s-a realizat un sistem simplu de fixare a gurilor sacilor în placa despărţitoare 7.

S-au realizat filtre standard de acest tip pentru debite de gaze pînă la 200 000 m^3/h, dar s-au construit şi unităţi mai mari, ca de exemplu un filtru de 5 000 000 m^3/h, utilizat într-o instalaţie de preparare a azbestului.

ŞCOALĂ DIN ELEMENTE PREFABRICATE IN MEXIC

În localitatea Mixcoac din Mexic a fost construit un mare complex şcolar pentru 2 000 de elevi, constituit din 59 de săli de clasă, laboratoare, sală de gimnastică, piscină, sală de festivităţi, teren de fotbal, piste pentru atletism etc., cu o suprafaţă totală de 8 500 m^2.

Clădirile care cuprind sălile de clasă au 3 niveluri şi sînt formate din 4 tipuri de elemente de beton armat prefabricat şi precomprimat : stîlpi cu înălţimea de 12,50 m, grinzi portante cu secţiunea dreptunghiulară şi în formă de L, panouri plane şi panouri cu nervuri.

Clădirile au o formă dreptunghiulară în plan, cu dimensiunile de 12,58 × 58 m, şi cuprind o serie de săli de clasă legate prin coridoare deschise spre exterior. Structura este formată din 3 serii de stîlpi dispuşi longitudinal care susţin grinzile pe care reazemă panourile de planşeu, în timp ce în sens transversal sînt prevăzuţi pereţi de cărămidă care asigură contravîntuirea.

Stîlpii, încastraţi în fundaţii pahar, au mici console metalice pentru rezemarea grinzilor portante. Acestea din urmă se precomprimă parţial pentru preluarea eforturilor din transport şi montaj.

Grinzile portante au secţiunea dreptunghiulară în zona sălilor de clasă şi secţiunea „L" în zona exterioară a coridorului. Grinzile au lungimea de 6,60 m şi sînt de asemenea parţial precomprimate.

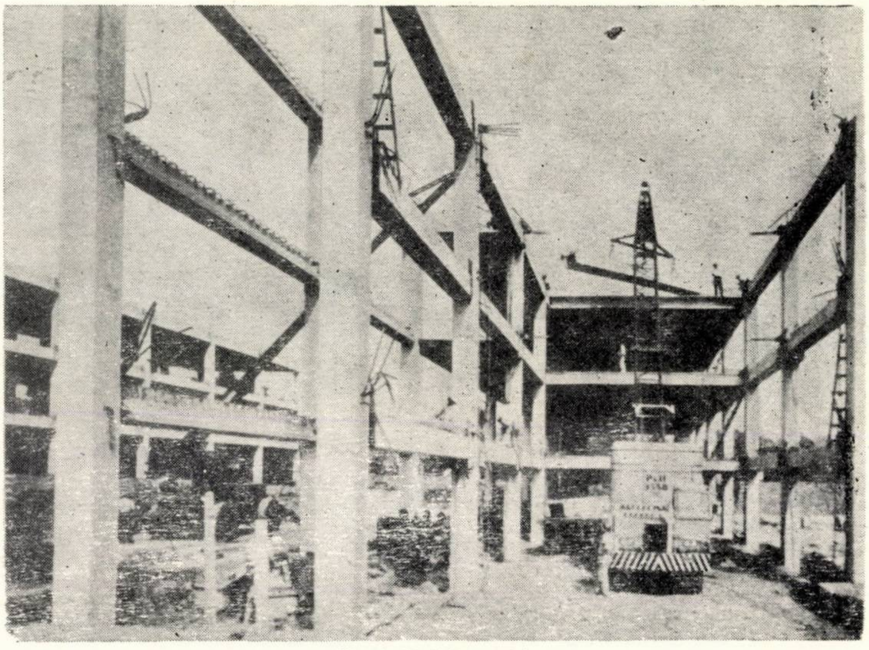
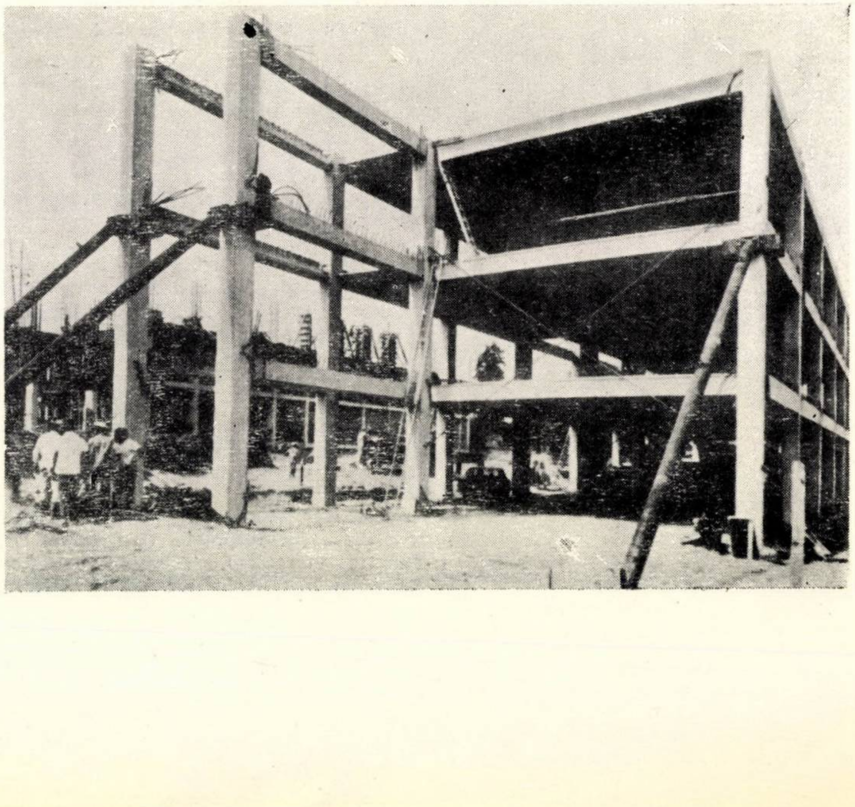


Fig 1. Fază de montaj

Fig. 2. Planul clădirii



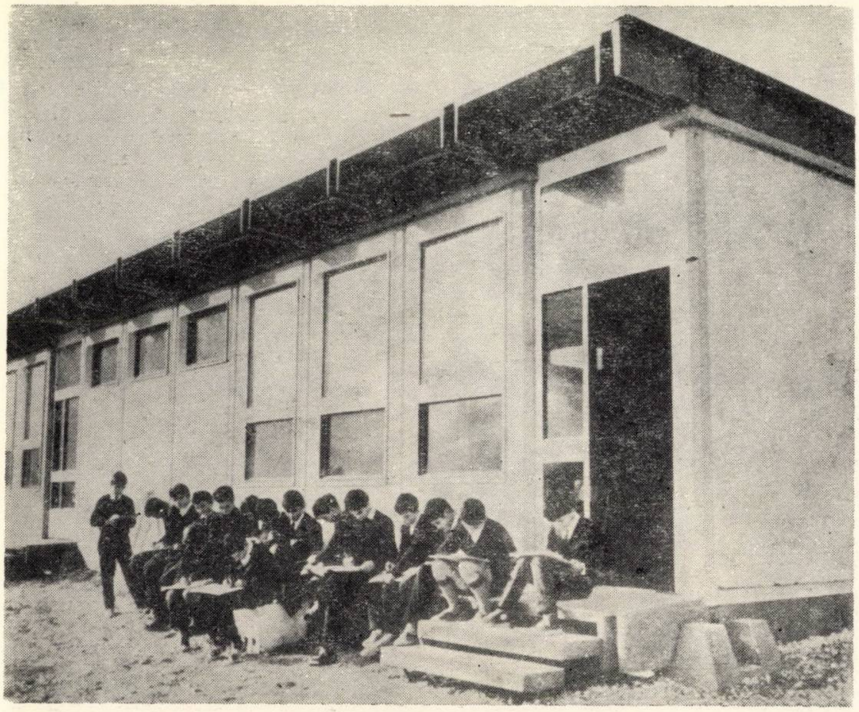


Fig. 3. Clădirea terminată

Planşeele sălilor de clasă sînt alcătuite din elemente precomprimate în formă de Π cu lungimea de 8,80 m., lăţimea de 1,50 m şi înălţimea de 50 cm. Elementele de planşeu reazemă pe grinzi în timp ce în dreptul stîlpilor se fixează de aceştia prin elemente metalice bulonate. Peste coridoarele exterioare se prevăd panouri de planşeu plane.

Ciclul de fabricaţie a elementelor variază de la 24 de ore pentru grinzi şi panouri plane şi Π pînă la 3 zile pentru stîlpi. Pentru accelerarea întăririi s-a utilizat aburirea la presiunea atmosferică timp de 8 ore la temperatura de 50°C. La sfîrşitul tratamentului termic rezistenţa betonului a atins 300 kg/cm^2, ceea ce a permis aplicarea eforturilor de precomprimare.

Prefabricarea elementelor a necesitat 46 de zile lucrătoare în timp ce montajul s-a efectuat în 22 zile.

„Industrializzazione e prefabbricazione nell'edilizia scolastica" pag. 248—253.

HIPODROM DIN ELEMENTE PREFABRICATE DE MARI DIMENSIUNI IN S.U.A.

La Phoenix (Arizona) a fost construit un hipodrom destinat curselor nocturne de trap pe timp de iarnă.

Hipodromul cuprinde o mare tribună, o clădire pentru clubul hipic, pista de alergări, padocuri cu 1 000 de boxe, dormitoare şi alte dependinţe.

Tribuna închisă şi acoperită este alcătuită aproape în întregime din elemente prefabricate de beton armat şi beton precomprimat şi are un subsol şi patru niveluri.

Lungimea clădirii tribunei este de 26,20 m.

La subsol se găsesc serviciile tehnice şi aprovizionarea, la parter o cafenea — restaurant cu 4 baruri şi ghişeurile pariului mutual cu lungimea de 73 m.

Zece scări şi un ascensor de 1 590 kg conduc de la parter spre tribune. Pe toată lungimea sa planşeul parterului este înclinat înspre pista de alergare ceea ce asigură spectatorilor o bună vizibilitate.

Trei etaje sînt formate din tribune pentru cca 3 500 spectatori în lungul faţadei dinspre pista de alergări şi din birouri de pariu mutual, grupuri sanitare, dependinţe şi un mare restaurant care poate primi pînă la 1 000 de persoane.

Din restaurant consumatorii pot privi de la mese desfăşurarea întrecerilor pe pistă.

În acest fel, ansamblul poate primi circa 4 500 de spectatori. Atît în tribune cît şi în restaurant spectatorii dispun de condiţii de confort deosebite, în special sub aspectul încălzirii, care se face cu aer cald suflat din tavan. Deoarece tribunele nu vor fi ocupate decît în nopţile de iarnă nu s-a prevăzut instalaţie de condiţionare a aerului.

Faţada principală vitrată are lungimea de 143,35 m, înălţimea de 14,60 m, suprafaţa totală fiind de 2 035 m^2. Geamurile care o alcătuiesc sînt calculate pentru a rezista la un vînt suflînd cu 145 km/h. Pentru a asigura o cît mai

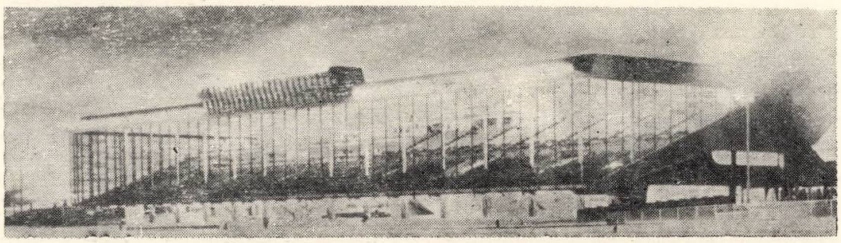
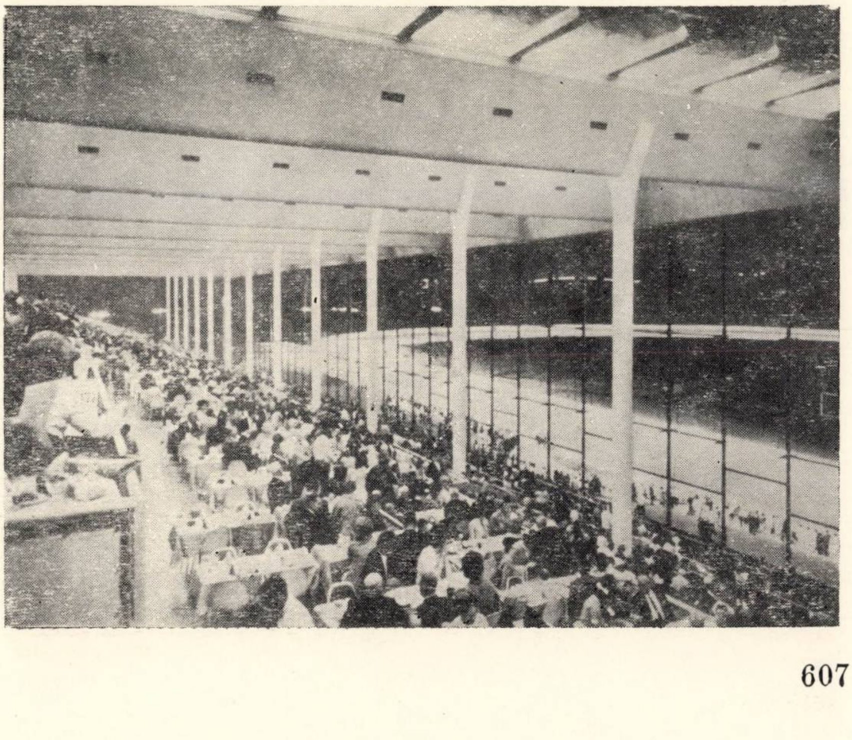


Fig. 1. Vedere generală dinspre pista de alergări

Fig. 2. Vedere interioară a restaurantului



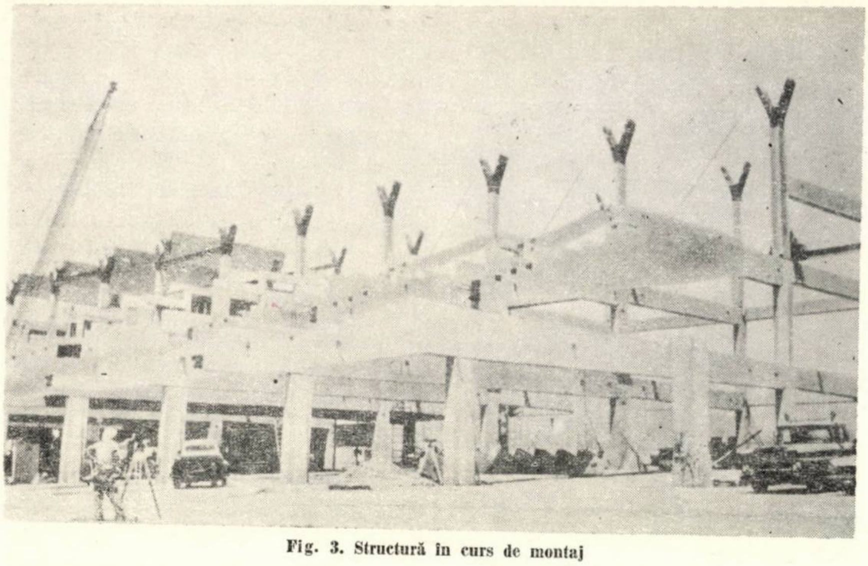


Fig. 3. Structură în curs de montaj

bună vizibilitate, fiecare panou de geam de sticlă şlefuită de 9,5 mm grosime are dimensiunile de 3,35×2,45 m. Geamurile sînt fixate într-un şasiu sudat din oţel, suspendat de acoperiş şi rigidizat prin cabluri de oţel pretensionate care rămîn practic invizibile.

Majoritatea elementelor care alcătuiesc structura, inclusiv stîlpii, grinzile şi panourile de pereţi s-au fabricat pe şantier.

Toate aceste elemente, cu excepţia plăcilor de planşeu, sînt din beton precomprimat, realizate prin procedeul Prescon (prin postîntinderea armăturii). Forţele de precomprimare la cele mai mari elemente ale structurii care au lungimea de 34,50 ajung la 910 t.

Plăcile de planşeu s-au executat din beton precomprimat cu armătură preintinsă prin procedeul „Spancrete". Plăcile de planşeu au lungimea de 10 m, lăţimea de 101,6 cm şi grosimea de 25,4 cm.

Utilizarea precomprimării a permis ca să se realizeze console cu lungimea de 15,25 cm la grinzile de acoperiş. În acelaşi timp s-au realizat betoane cu un grad mare de impermeabilitate ceea ce a permis să se economisească şapele de etanşare obişnuite.

Grinzile principale din beton precomprimat au fost astfel concepute încît să formeze rigole pentru scurgerea apelor de ploaie.

Execuţia lucrărilor s-a desfăşurat pe un timp foarte călduros ceea ce a necesitat măsuri speciale de răcire a betonului, respectiv răcirea prealabilă a agregatelor şi introducerea de ghiaţă în betonieră.

Se prevede în viitor ca în interiorul pistei să se sape un lac pe care să se practice ski nautic după un sistem în care skiorul nu este tras de o barcă cu motor ci de un cablu imersat pus în legătură cu remorci şi flotoare.

„La technique des travaux"nr. 11–12/1966 pag. 349–360

SISTEMUL DE PREFABRICARE „STAGER" PENTRU CONSTRUCŢII ŞCOLARE

În Italia construcţiile şcolare din elemente prefabricate cunosc o mare extindere însă se realizează în majoritatea cazurilor după procedee străine. Sistemul italian „Stager" elaborat de arh. M. Starita şi ing. N. Germano constituie o excepţie şi a cunoscut un număr însemnat de aplicaţii în Italia.

Elementele prefabricate se produc pe cale industrială şi se livrează pe şantier cu un grad ridicat de finisaj.

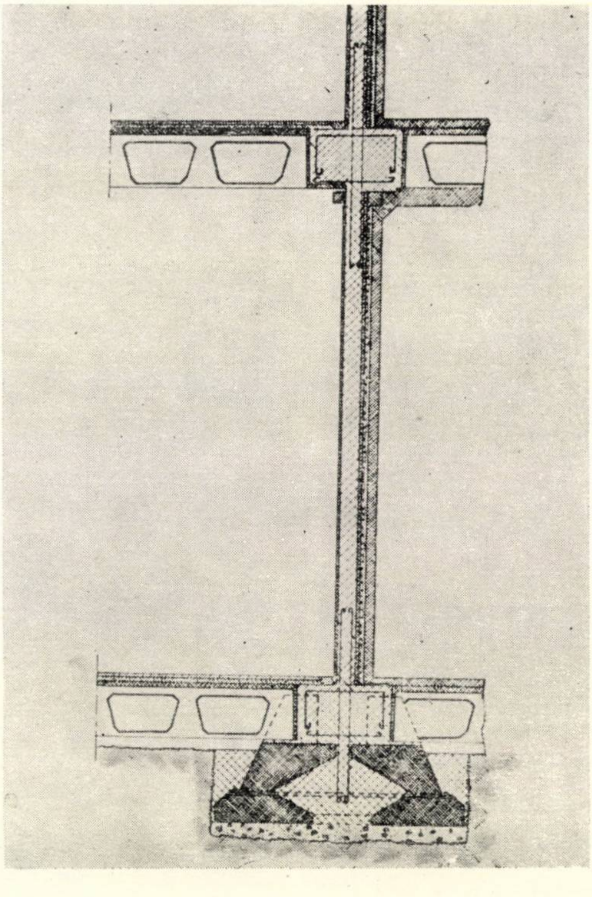
Studiul dimensiunilor elementelor a pornit de la adoptarea unui modul de 10 cm în sens orizontal, în timp ce pe înălţime nu s-a pus nici o limitare modulară. Toleranţele admise sînt de 0,5 cm şi 1 cm.

Elementele fiind de dimensiuni relativ reduse nu se pun nici un fel de probleme deosebite la transport şi montaj.

Timpii de montaj verificaţi în practică au fost foarte reduşi datorită gradului ridicat de prefabricare şi soluţiilor adoptate. Astfel o clădire cu suprafaţa de 300 m^2 şi volumul de 1 000 m^3 a fost complet executată în 20 zile de către o echipă de 5 muncitori cu o automacara.

Elementele componente ale sistemului sînt în număr de patru: suporţi, grinzi, planşee şi panouri de pereţi, toate din beton armat vibrat. Suporţii reprezintă un element original care nu se

Fig. 1. Secţiune verticală prin planşeu, panou şi fundaţie



mai întîlneşte la alte sisteme de prefabricate.

Fiecare suport este format din două părţi, produse separat și apoi suprapuse : o placă de bază cu dimensiuni variabile între 120 × 120 cm şi 170 × 170 cm pentru a putea transmite la teren o presiune de maximum 1 kg/cm^2 şi un cuzinet în formă de trunchi de piramidă cu un lăcaş superior în formă de cruce pentru a putea primi grinzile primului planşeu.

Elementele au goluri la interior care servesc la îmbinare şi reduc greutatea.

Cuzinetul cu dimensiunile în plan de 100 × 100 cm cîntăreşte 570 kg în timp ce placa de bază are greutăţi între 350 kg şi 690 kg.

Grinzile sînt de două tipuri şi au goluri de 20 × 20 cm în zonele neadiacente reazemelor. Primul tip are lungimea maximă de 7,50 m, înălţimea de 35 cm, grosimea de 5 sau 7 cm şi greutatea maximă de 54 kg/m. Al doilea tip are lungimea maximă de 13,50 m, înălţimea de 75 cm, grosimea de 5 sau 10 cm şi greutatea de 150 kg/m.

Grinzile au lăcaşuri şi nervuri care permit monolitizarea nodurilor de legătură cu plăcile de planşeu şi cu panourile de pereţi.

Între panouri se toarnă stîlpişori care se leagă cu suporţii.

Plăcile de planşeu au secţiune cheson cu placa cu grosimea de 3 cm şi cu nervurile laterale de tipul grinzilor Vierendel, cu înălţimea utilă de 35 cm şi grosimea de 5—7 cm. Plăcile, calculate pentru o suprasarcină de 400 kg/m^2, au dimensiunile în plan de 1,41 × 2, 77 cm şi greutatea de circa 113 kg/m^2.

Elementele verticale sînt formate din panouri, compuse dintr-un element portant şi unul de umplutură : cel portant este format dintr-un stîlpişor, dublal în cazul clădirilor cu peste 3 niveluri, cu secţiunea de 18 × 18 cm, cu gol la interior. Elementul de umplutură, legat monolit de stîlpişor, este format din două plăci cu grosimea de 3 cm fiecare între care se introduc blocuri termoizolante cu grosimea de 12 cm, obţinîndu-se astfel un panou cu grosimea totală de 18 cm. În general faţa exterioară a elementelor se realizează în fabrici prin spălare sau buciardare. Panourile pline au dimensiunile de 1,50 × 3,00 sau 3,00 × 3,00 m, cu greutăţi de 1 400 şi 2 600 kg, iar cele cu goluri de ferestre au dimensiuni de 1,50 × 3,00 m şi greutatea de 800 kg.

,,Industrializzazione e prefabricazione nell'edilizia scolastica'' pag. 333—341

Premiile C.S.C.A.S. pe anul 1967

Recent Comitetul de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare a acordat premii — însumînd 370 000 lei — unor lucrări valoroase, realizate în ultimii ani în domeniul proiectării şi executării construcţiilor şi al sistematizării centrelor populate.

Premiile au fost acordate pentru creaţii deosebite în arhitectură şi sistematizare, pentru aplicarea în proiectare a unor soluţii înaintate, care duc la creşterea gradului de industrializare în execuţie sau la indici tehnico-economici deosebit de favorabili, pentru introducerea în practica execuţiei lucrărilor de construcţii-montaj a unor materiale, procedee şi utilaje noi, corespunzătoare nivelului tehnicii mondiale, precum şi a unor soluţii prin care se obţin rezultate deosebite în reducerea consumurilor de oţel profilat şi de material lemnos de răşinoase, faţă de prevederile proiectului, pentru restaurarea şi punerea în valoare a monumentelor istorice.

Au fost premiate colective din organizaţii de proiectare şi de execuţie pentru următoarele lucrări :

Organizaţii de proiectare din subordinea organelor centrale

Institutul de studii şi proiectări hidroenergetice (ISPH)	Total 65 000 lei pentru ,,Complexul Uzinei hidroelectrice Gh. Gheorghiu-Dej de pe rîul Argeş'' şi ,,Cascada de hidrocentrale Bistriţa-aval''.
Institutul de studii şi proiectare pentru contrucţii, arhitectură şi sistematizare (*ISCAS*)	Total 42 500 lei pentru : ,,Schiţa de sistematizare a oraşului Turnu Severin'', ,,Cartier Ţiglina II Galaţi-microraioanele 7 şi 8'', ,,Ansamblul de locuinţe şi spaţii comerciale din centrul oraşului Piatra Neamţ'', ,,Spitalul cu 600 paturi din Suceava'' şi ,,Studiul urbanistic de reanalizare a distanţei între clădiri de locuit şi distanţele între acestea şi alte obiective din microraion''.
Institutul de studii şi proiectări forestiere (*ISPF*)	Total 23 000 lei pentru ,,Funicular dublu pentru transportul agregatelor la lucrările sistemului hidroenergetic şi de navigaţie de la Porţile de Fier'' şi ,,Pavilion expoziţie la Combinatul de industrializare a lemnului Pipera din Bucureşti''.
Institutul de proiectare a construcţiilor tip (*IPCT*)	Total 21 000 lei pentru ,,Sedii raionale de partid'', ,,Staţie de întreţinere şi reparaţii auto tip B'' şi ,,Studiul de perspectivă pentru hale industriale cu structură din beton armat, beton precomprimat şi structuri metalice''.
Institutul de proiectări miniere (*IPROMIN*)	Total 15 000 lei pentru ,,Incintă minieră tip din bazinul carbonifer Cîmpulung'' şi ,,Instalaţie de preparare a minereurilor Tarniţa-Leşul Ursului''.
Institutul de proiectări pentru industria alimentară (*IPIA*)	12 000 lei pentru ,,Fabrica de bere Bacău''.
Institutul pentru planurile de amenajare şi construcţii hidrotehnice (*IPACH*)	10 000 lei pentru ,,Regularizarea rîului Siret în sectorul Cosmeşti-Ionăşeşti''.
Institutul de proiectări căi ferate (*IPCF*)	10 000 lei pentru ,,Tunelul nou Fileşti pe linia Galaţi''.
Institutul de proiectare pentru industria chimiei organice şi petrochimice (*IPROCHIM*)	10 000 lei pentru ,,Uzina de fibre sintetice Săvineşti-pavilion administrativ şi corp textil''.
Institutul de proiectări de uzine şi instalaţii metalurgice (*IPROMET*)	6 000 lei pentru ,,Pavilion tehnico-administrativ, anexa nr. 1, la Laminorul de tablă groasă de la Combinatul siderurgic Galaţi''.
Institutul de proiectări transporturi (*IPT*)	6 000 lei pentru ,,Dezvoltarea Intreprinderii de reparaţii auto nr. 3 Bucureşti''.
Institutul de proiectări al industriei uşoare (*IPIU*)	6 000 lei pentru ,,Întreprinderea integrată de lînă Constanţa''.
Institutul de proiectare pentru industria chimică organică de sinteză, medicamente şi fibre artificiale (*IPROSIM*)	4 000 lei pentru ,,Uzina chimică negru de fum Piteşti''.
Institutul de proiectare pentru industria chimiei anorganice şi metalelor neferoase (*IPRAN*)	3 000 lei pentru ,,Combinatul de îngrăşăminte chimice Turnu Măgurele-depozit fosforite''

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Direcția monumentelor istorice (DMI)	6 000 lei pentru „Restaurarea Curții Domnești din Tîrgoviște".

Organizații de proiectare din subordinea sfaturilor populare

Institutul Proiect-București	5 500 lei pentru „Restaurări și amenajări la Ateneul R. S. România"
D.S.A.P.C.-Constanța	Total 31 500 lei pentru „Schița de sistematizare a orașului Constanța", „Studiul de sistematizare teritorială a raionului Istria — reg. Dobrogea" „Detaliul de sistematizare al zonei industriale Palas-Constanța", și „Ansamblul de locuințe bd. Tomis din orașul Constanța etapele I și II".
D.S.A.P.C.-Brașov	Total 16 000 lei pentru „Ansamblul Piața Gării noi Brașov", și „Extinderea hotelului Carpați-Brașov".
D.S.A.P.C.-Mureș Autonomă Maghiară	3 000 lei pentru „Casa de oaspeți Tîrgu-Mureș"
D.S.A.P.C.-Argeș	3 000 lei pentru „Detaliul de sistematizare zona sud Pitești".

Organizații de execuție

Intreprinderea de construcții hidroenergetice a Ministerului Energiei Electrice	15 000 lei pentru „Batardoul celular pentru devierea apelor Dunării la Porțile de Fier"
Trustul 1 Construcții-montaj al Ministerului Industriei Construcțiilor	7 000 lei pentru „Pavilion expoziție la Combinatul de inindustrializare a lemnului Pipera din București".
Trustul 5 construcții-montaj al Ministerului Industriei Construcțiilor	Total 15 000 lei pentru „Extinderea hotelului Carpați-Brașov" și „Unde de beton armat precomprimat, în formă de paraboloizi hiperbolici, la Fabrica de bere Bacău".
Intreprinderea de construcții montaj din orașul Gh. Gheorghiu-Dej a Ministerului de Construcții pentru Industria Chimică și Rafinării	8 000 lei pentru „Hotel turistic Piatra Neamț"
Intreprinderea de construcții-montaj Cluj a Ministerului de Construcții pentru Industria Chimică și Rafinării	8 000 lei pentru „Combinatul de celuloză și hîrtie Dej-corp principal de fabricație"
Trustul regional de construcții Suceava al Sfatului Popular al regiunii Suceava	6 500 lei pentru „Spitalul cu 600 paturi din orașul Suceava"
Trustul regional de construcții Bacău al Sfatului Popular al regiunii Bacău	6 000 lei pentru „Ansamblul de locuințe Cornișa Bistriței din orașul Bacău"
Trustul regional de construcții Maramureș al Sfatului popular al regiunii Maramureș	6 000 lei pentru „Spitalul de boli pulmonare din orașul Baia-Mare".

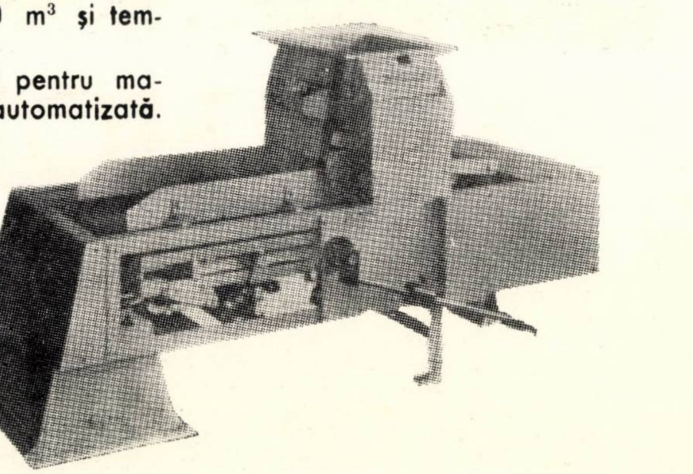
FORDERANLAGEN VERTRIEBSGESELLSCHAFT MBH

MERANGASSE 20, GRAZ, AUSTRIA

Intreprindere specializată în producția de:

- **CÎNTARE CU BANDĂ DOZATOARE** cu debite pînă la 200 tone/oră, pentru mărfuri în vrac și materiale pulverulente; precizia de lucru ± 1% iar domeniul de reglare 1:15.
- **CÎNTARE ALIMENTATOARE** pentru industrie, inclusiv recipienții respectivi prevăzuți cu dispozitive de încărcare și descărcare a șarjelor de 1 la 5 000 kg; comandă electronică.
- **INSTALAȚII DE TRANSPORT** pentru materiale în vrac și coletărie ca: elevatoare cu cupe, melci, benzi transportoare, transportoare cu plăci, transportoare cu rulouri etc.
- **INSTALAȚII DE DESPRĂFUIRE** cu filtre-saci, cu furtun de absorbție pentru debite pînă la 100 000 m³ și temperaturi pînă la 250°C.
- **INSTALAȚII DE TRANSPORT PNEUMATICE** pentru materiale pulverulente; comandă complet automatizată.

Scrieți-ne!
Vă trimitem cu plăcere literatură de specialitate



ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

HOECHST LIVREAZĂ : ® Frigen

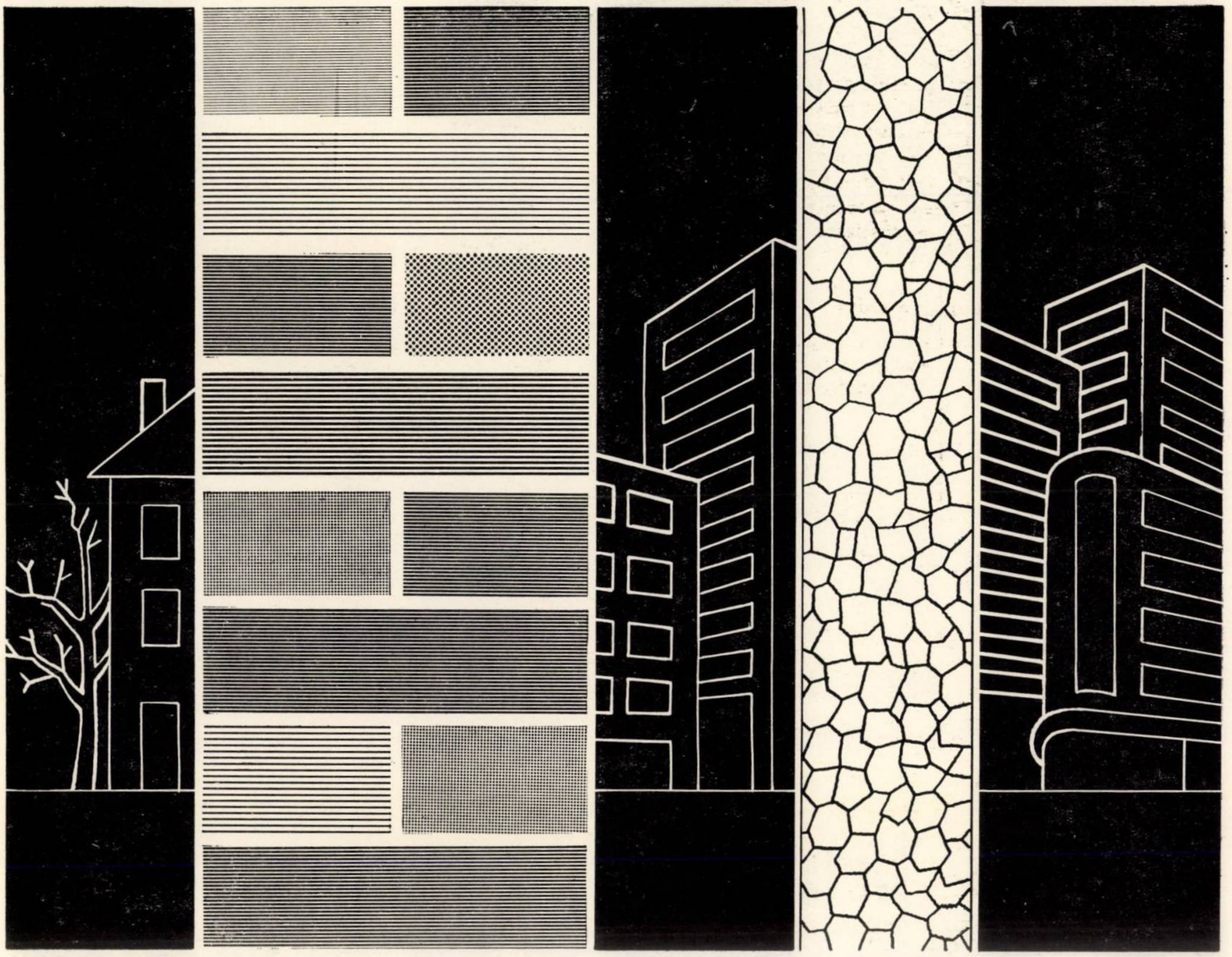
SUBSTANŢĂ IZOLANTĂ ÎN SPUMĂ DURĂ

FRIGEN — o spumă dură propulsată din poliuretan, constă numai din celule închise. Acestea sînt umplute cu FRIGEN, caracterizat printr-o conductibilitate extrem de redusă la căldură. In domeniul construcţiilor, un centimetru de spumă dură propulsată FRIGEN posedă aceeaşi proprietate izolantă împotriva căldurii ca un zid normal de 12—25 cm sau 40—60 cm beton. La mobila frigoriferă, grosimea materialului izolant poate fi redusă cam cu 50%.

Menţinînd aceleaşi dimensiuni, aceasta înseamnă a dispune de mai mult spaţiu de răcire decît la metodele de răcire uzuale.

La cerere vă trimitem cu plăcere material informativ.

Serviciul nostru de informaţii pentru tehnica aplicării vă stă la dispoziţie.



RO 53 – R

HOECHST

Farbwerke Hoechst AG este una din industriile chimice mari din lume.

În afară de societăţile afiliate Kalle AG, Knapsack AG, Behringwerke AG şi industriile chimice Albert mai aparţin de industriile noastre : Societatea Messer Griesheim GmbH, Societatea Friedrich Uhde GmbH şi alte companii din ţară şi din străinătate.

Programul de livrare cuprinde toate domeniile chimiei moderne: materii colorante, pigmenţi, tenside, materiale auxiliare pentru industria textilă, eteri de celuloză, produse intermediare, medicamente, chimicale fine pentru farmaceutică, seruri, vaccinuri, materii prime pentru industria lacurilor, solvenţi, materii chimice organice şi anorganice, ceruri, produse glicolice, fibre chimice, materiale sintetice, îngrăşăminte, mijloace pentru protecţia plantelor, folii, aparate şi produse pentru tehnica reproducerii, maşini, aparate şi unelte pentru tehnica sudurii sparte şi tehnica temperaturilor joase, gaze industriale, precum şi planificarea şi construcţia de instalaţii chimice.

FARBWERKE HOECHST AG. 6230 FRANKFURT/MAIN 80 REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIEI

Publicom

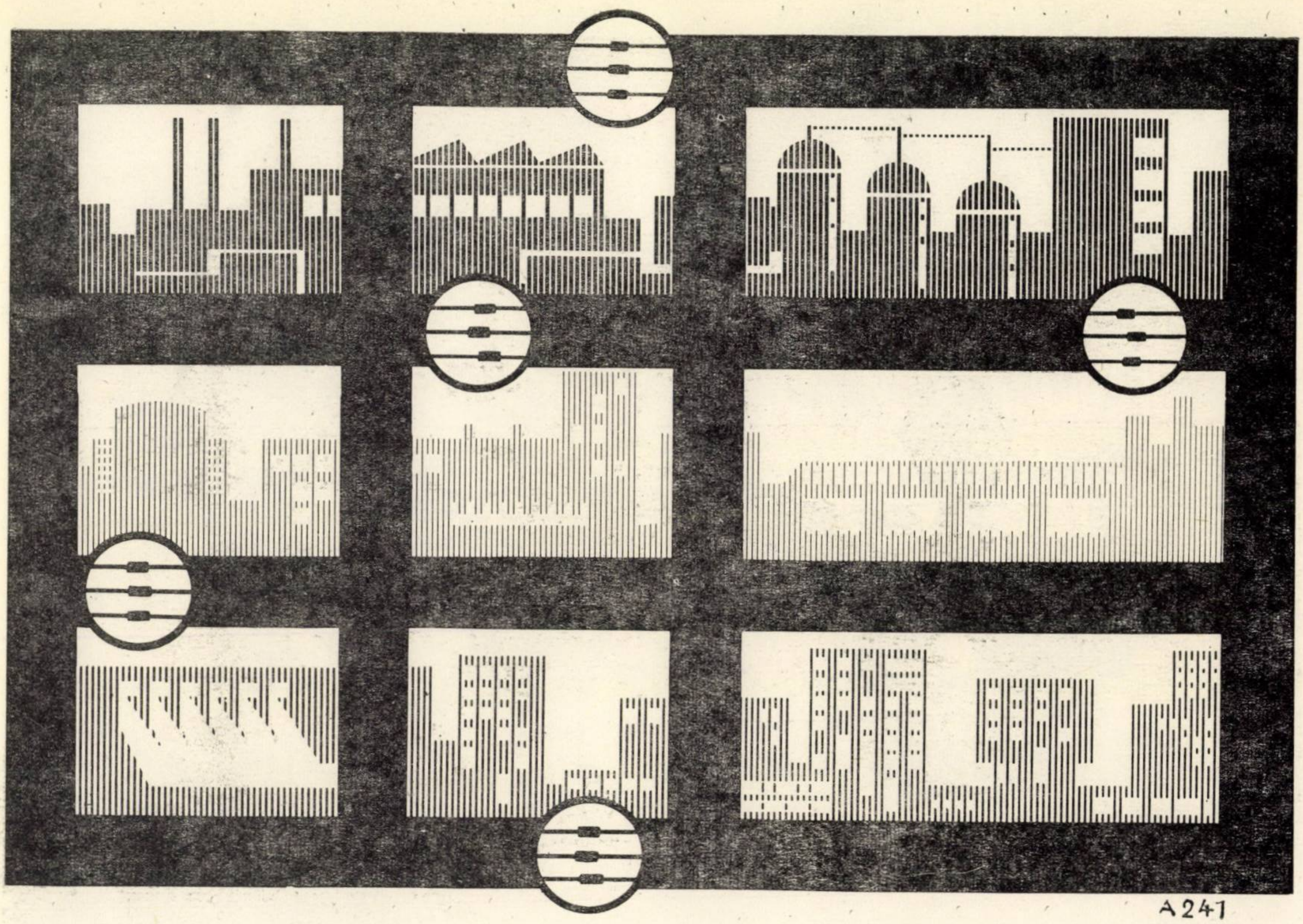
FABRICA DE GEAMURI SCĂENI

RAION ŞI REGIUNE PLOIEŞTI

Telefon: 1-18-32, PLOIEŞTI

Livrează din stoc, fără repartiţie,
pe bază de comandă

- **Vată brută**
- **Confecţii rogojini rabitz de 3 cm**
- **Confecţii rogojini rabitz de 5 cm**
- **Confecţii carton de 3 cm**
- **Confecţii carton de 5 cm**
- **Confecţii saltele**



A241

TEHNICA MODERNĂ ÎN CONSTRUCŢII

Sudura oţelului beton cu procedeul aluminotermic — independentă de sursa de energie, economică şi sigură.

VĂ OFERIM:

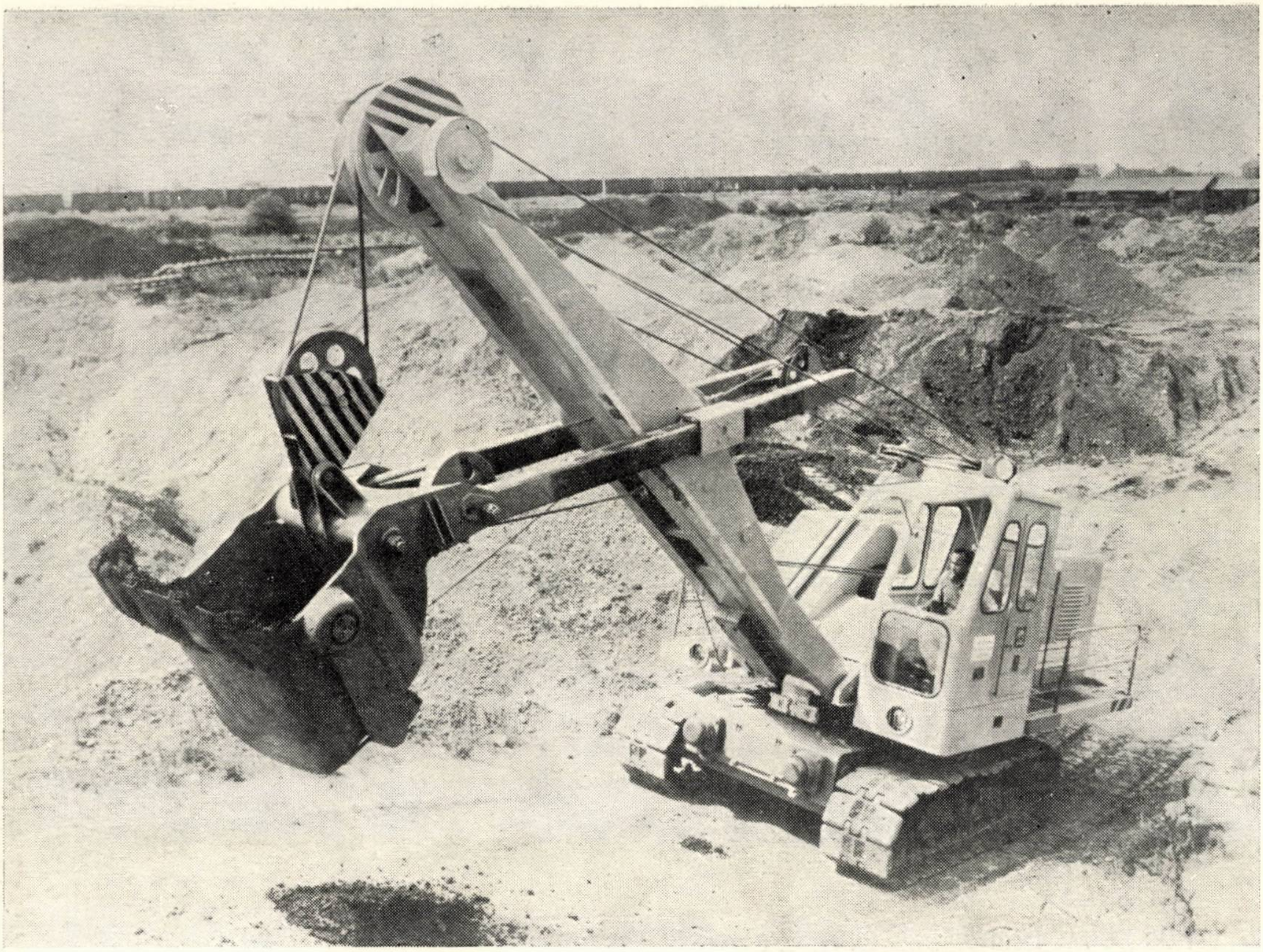
- Material de sudură Amoterm (R), pentru toate domeniile de aplicare
- Toate dispozitivele şi aparatele aferente
- Instruirea sudorilor dumneavoastră şi consultaţii speciale

INFORMAŢII PENTRU EXPORT SE OBŢIN DE LA:

Deutscher Innen-und Aussenhandel
Chemie – Kontor 291 1055 BERLIN
Storkower Str. 133

VEB CHEMISCHE WERKE BUNA Betriebsabteilung Ammendorf 4011 Halle (Saale), Schachtstr. 11
Republica Democrată Germană

Publicom



EXCAVATOR UNIVERSAL NOBAS tip UB 80

Puternicul excavator universal din categoria excavatoarelor cu cupa de 1 m^3

Poate fi utilizat ca: excavator cu cupă dreaptă și inversă, draglină, macara sau graifăr. Este acționat prin motor Diesel cu răcire cu aer, avînd o putere de vîrf de 135 CP (DIN). Sistemul de comenzi cu aer comprimat permite o funcționare liniștită și rațională. Utilizarea unor noi tipuri de angrenaje brevetate asigură o transmitere elastică a forțelor motoare.

MASCHINEN·EXPORT

DEUTSCHER INNEN-UND AUSSENHANDEL
Maschinen-Export
108 BERLIN
Mohrenstrasse 61
Republica Democrată Germană

Publicom

ÎNTREPRINDEREA DE PRODUSE
DIN
CERAMICĂ FINĂ PENTRU CONSTRUCŢII

CESAROM

LIVREAZĂ PROMPT
(din stocuri disponibile)
FĂRĂ REPARTIŢIE

Coloranţi pentru porţelan

Diverse materiale de instalaţii sanitare şi electrice

Oxizi coloranţi pentru faianţă

Cuiburi cu bile-formate din carcasă metalică de Ø 43 şi L 35 mm cu bilă de rulment de Ø 25 mm.

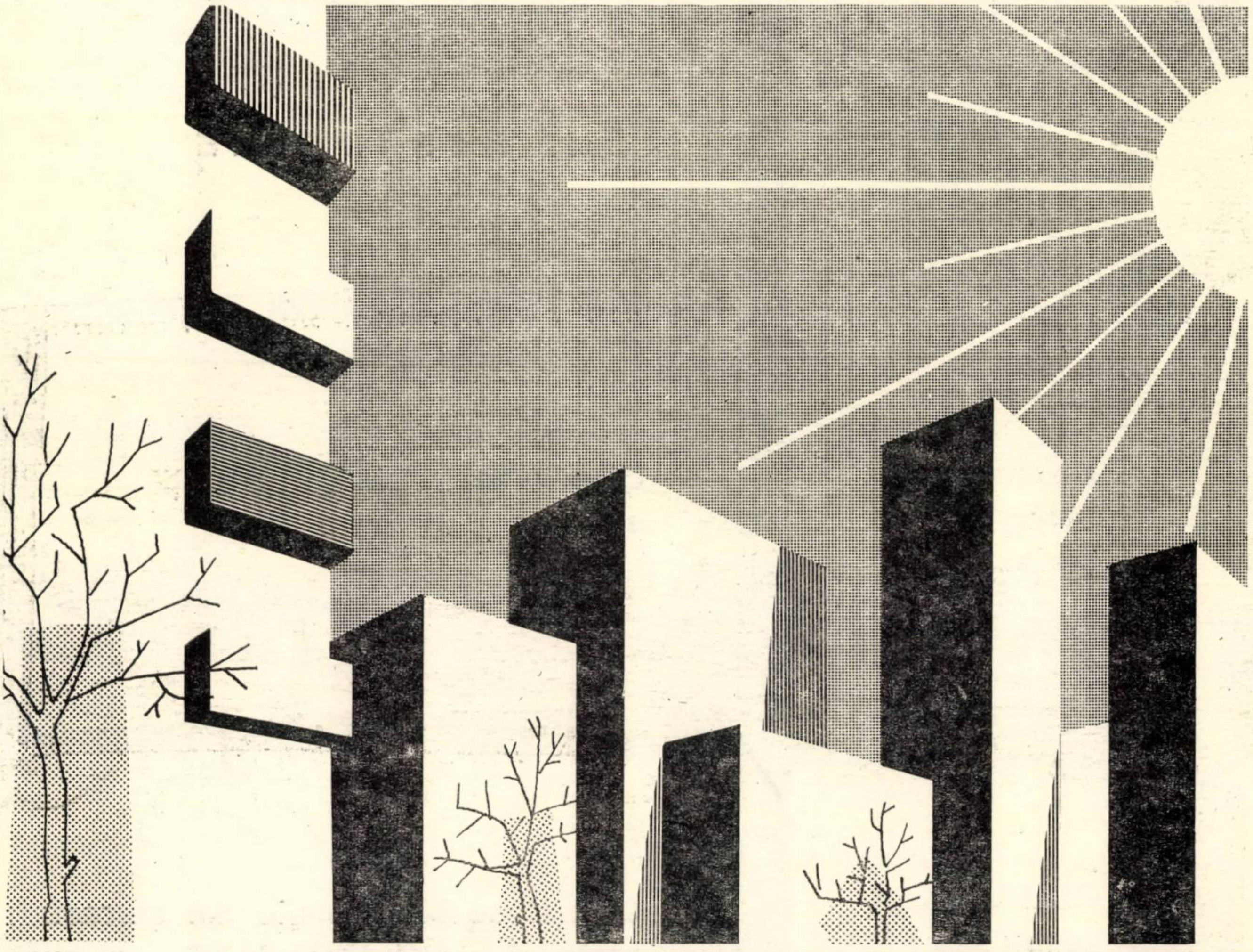
B-DUL PRECIZIEI Nr. 1 • TELEFON 31.51.61 • RAIONUL 16 FEBRUARIE • BUCUREŞTI

HOECHST LIVREAZĂ:

Materialul de bază pentru vopsitorii de calitate

Vopselele pe bază de dispersii de ® mowilith (acetat de polivinil și copolimeri) s-au încetățenit în peste o sută de țări răspîndite pe întreg globul pămîntesc și și-au dovedit eficiența în executarea noilor tipuri de vopsitorii folosite astăzi în industria construcțiilor. O vopsea trebuie să fie ușor de prelucrat, să se usuce repede și să formeze o peliculă de bună calitate.

Produsele pe bază de ® mowilith îndeplinesc întrutotul aceste condiții. În afară de aceasta aderă în condiții optime la cele mai diferite straturi suport, sînt rezistente la lumină și intemperii, formează pelicule perfect elastice, sînt permeabile pentru vaporii de apă și, în fine, sînt rezistente la uzură cu condiția de a fi aplicate pe un strat suport pregătit în mod corespunzător. Dispersiile pe bază de ® mowilith servesc nu numai la fabricarea de vopsele pentru interior și exterior ci și la realizarea de tencuieli decorative sau rezistente la abraziune.



RO 55 – R

HOECHST

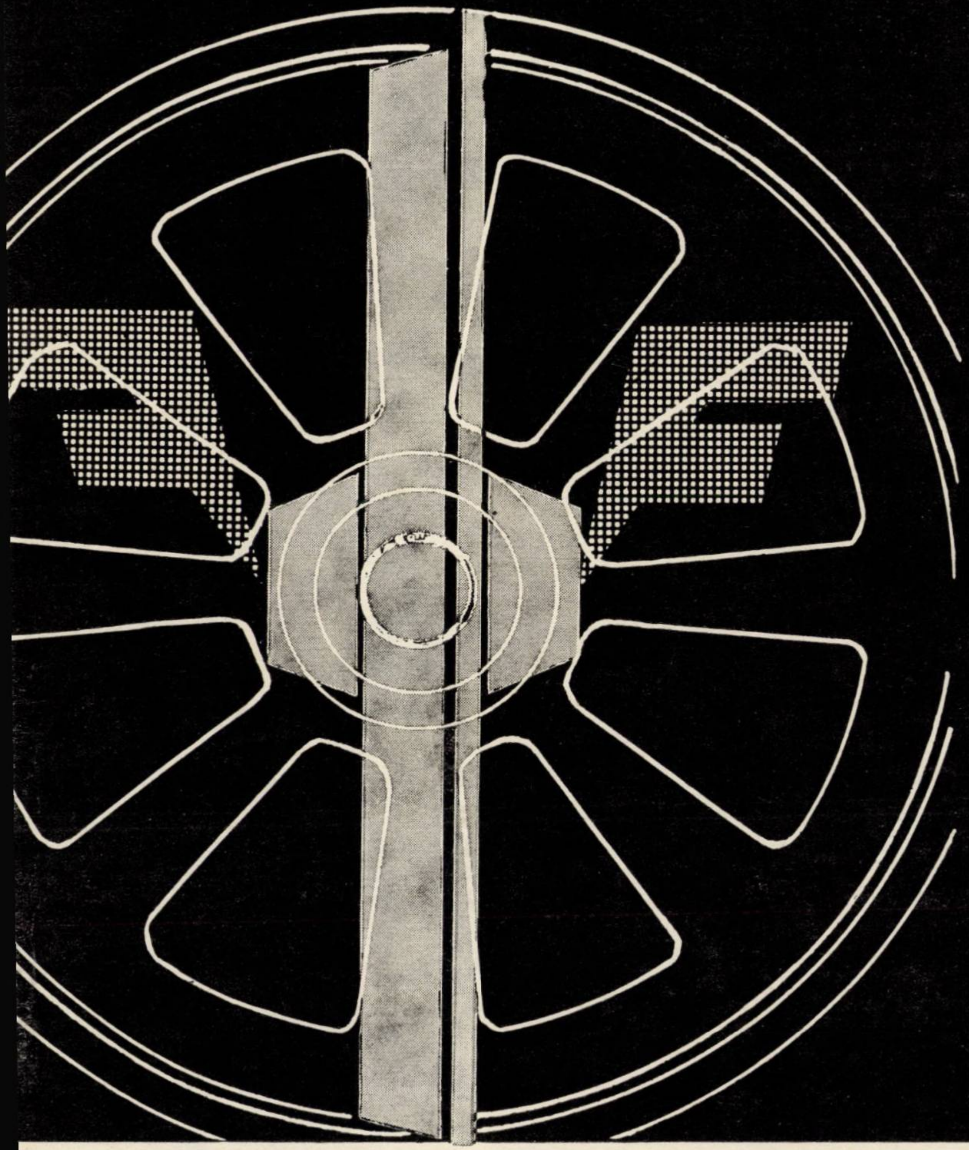
Farbwerke Hoechst AG este una din marile întreprinderi de industrie chimică din lume. In afară de societățile afiliate Kalle AG, Knapsack AG, Behringwerke AG și Industriile chimice Albert, de întreprinderea noastră mai aparțin: Societatea Messer Griesheim GmbH, Societatea Friedrich Uhde GmbH și alte companii din țară și din străinătate.

Programul de livrare cuprinde toate domeniile chimiei moderne: materii colorante, pigmenți, tenside, materiale auxiliare pentru industria textilă, eteri de celuloză, produse intermediare, medicamente, chimicale fine pentru farmaceutică, seruri, vaccinuri, materii prime pentru industria lacurilor, solvenți, substanțe chimice organice și anorganice, ceruri, produse glicolice, fibre chimice, materiale sintetice, îngrășăminte, produse fitofarmaceutice, folii, aparate și produse pentru tehnica reproducerii, mașini, aparate și unelte pentru tehnica sudurii și tehnica temperaturilor joase, gaze industriale, precum și planificarea și construcția de instalații chimice.

FARBWERKE HOECHST AG, 6230 FRANKFURT/MAIN 80 REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIEI

Publicom

IPCF



Întocmește proiecte de poduri sau viaducte pentru linii ferate avind ecartament normal sau ingust, la nivelul tehnicii mondiale, folosind procedee de construcții din cele mai actuale (beton precomprimat, tabliere metalice sudate, îmbinări cu buloane de înaltă rezistență etc.).
Institutul are o bogată experiență în proiectarea acestor lucrări, realizările sale cuprinzind proiecte de poduri și viaducte, atit pe liniile ferate noi, cit și la reconstrucția liniilor ferate existente.
S-au realizat poduri boltite cu deschideri pînă la 100 m, poduri metalice din grinzi cu zăbrele, avînd deschideri pînă la 80 m, poduri metalice din grinzi cu inimă plină, avînd deschideri pînă la 50 m, precum și importante lucrări de consolidări ale podurilor existente prin metode de înaltă tehnicitate.
Documentația tehnică, ce se întocmește pentru executarea unor astfel de lucrări, se bazează pe studii tehnico-economice aprofundate pentru alegerea soluției, precum și pe studii de teren corespunzătoare: geotehnice, hidrologice și topografice.
Proiectele cuprind: infrastructura și suprastructura podului sau viaductului, lucrările de corecții etc.

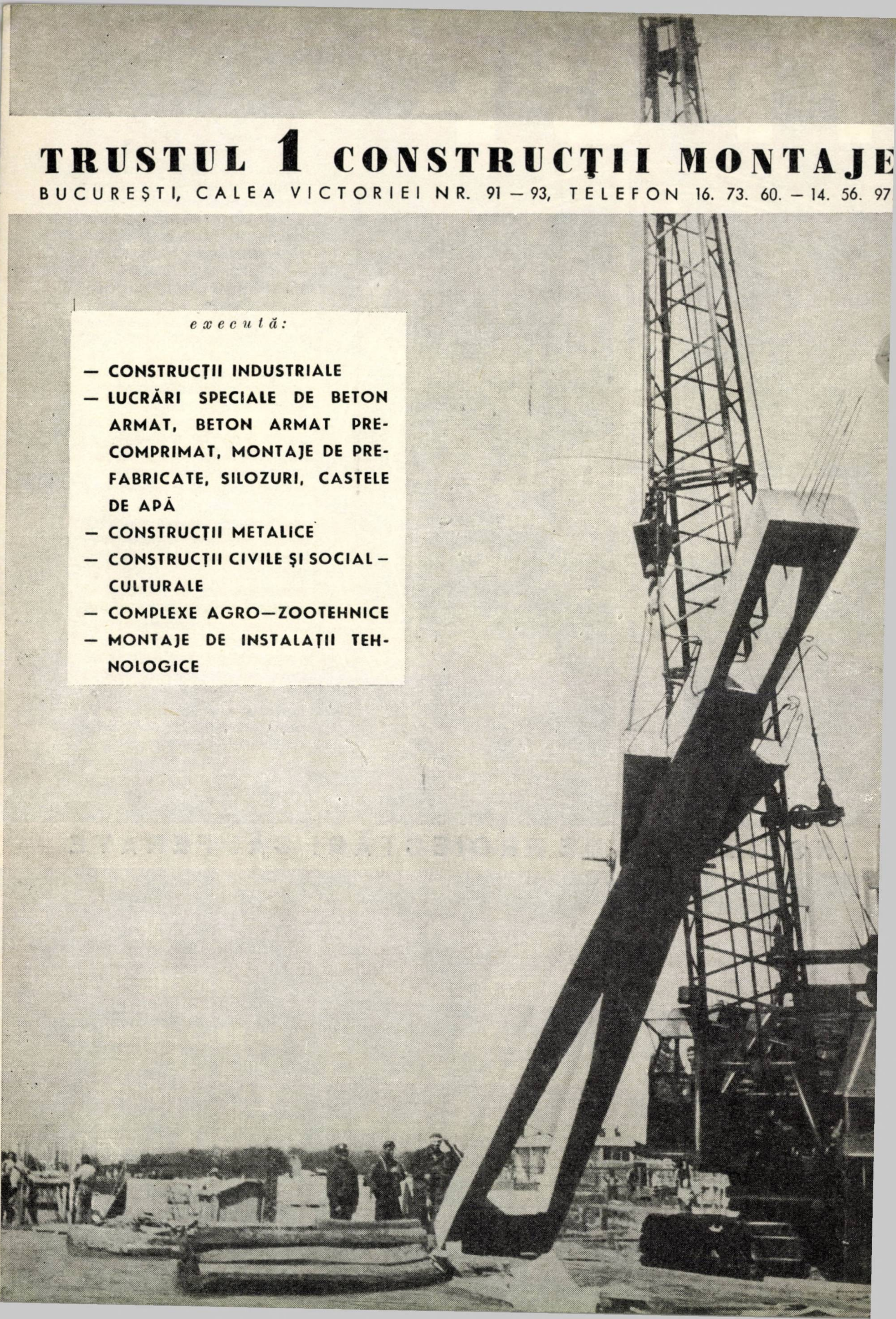
INSTITUTUL DE PROIECTĂRI CĂI FERATE

BUCUREȘTI

B-dul DINICU GOLESCU 38

(PALATUL C.F.R.)

TEL. 18.48.44 și 18.26.10



TRUSTUL 1 CONSTRUCŢII MONTAJE

BUCUREŞTI, CALEA VICTORIEI NR. 91 – 93, TELEFON 16. 73. 60. – 14. 56. 97

execută:

- CONSTRUCŢII INDUSTRIALE
- LUCRĂRI SPECIALE DE BETON ARMAT, BETON ARMAT PRECOMPRIMAT, MONTAJE DE PREFABRICATE, SILOZURI, CASTELE DE APĂ
- CONSTRUCŢII METALICE
- CONSTRUCŢII CIVILE ŞI SOCIAL – CULTURALE
- COMPLEXE AGRO–ZOOTEHNICE
- MONTAJE DE INSTALAŢII TEHNOLOGICE

FABRICA DE CIMENT FIENI

PRODUCE ŞI LIVREAZĂ

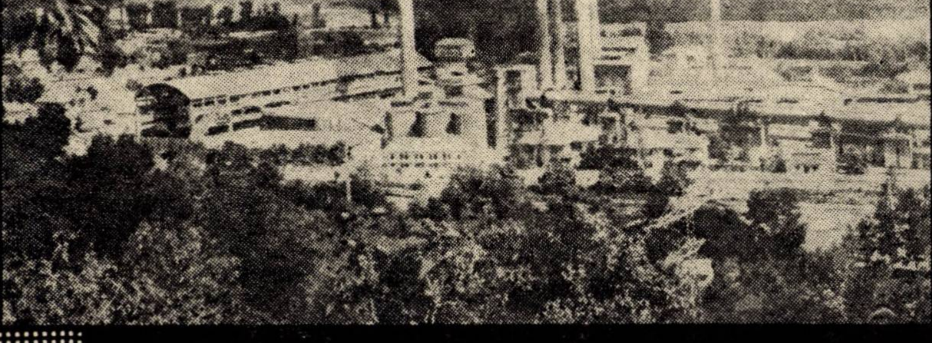
CIMENTURI SPECIALE

CIMENT PENTRU SONDE „S. 60"

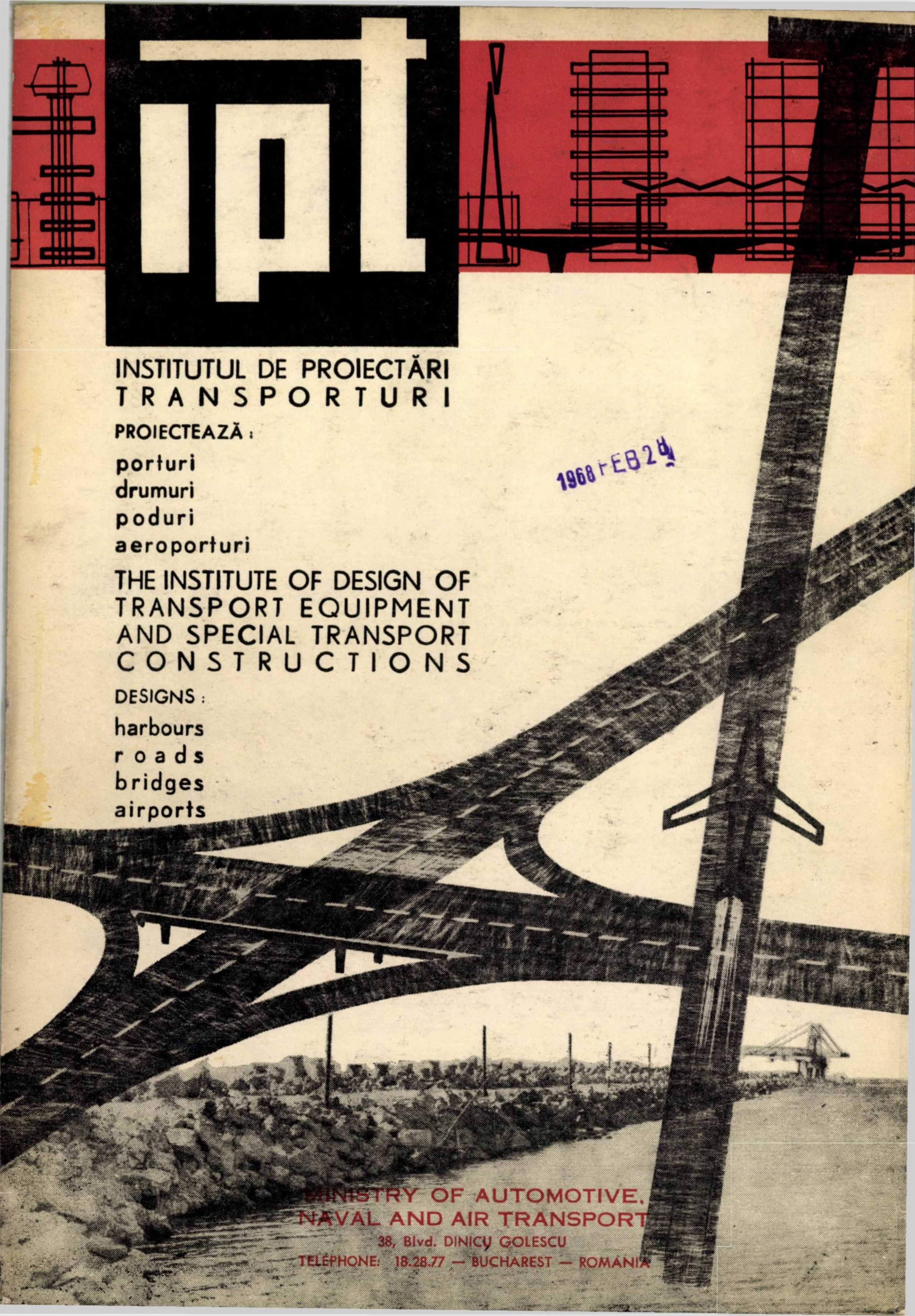
Prezintă activitate hidraulică iniţială mare şi tendinţă de sedimentare şi filtrare minimă. Rezultate foarte bune la cimentarea sondelor pînă la o adîncime de 3 200 m.

CIMENTURI CU ÎNTĂRIRE RAPIDĂ R.I.M. 200 şi R.I.M. 300

Folosirea lor în industria prefabricatelor elimină parţial sau total tratamentul termic aplicat betoanelor. Rezistenţă la compresiune minimum 200 kgf/cm^2, respectiv 300 kgf/cm^2 la o zi după turnare.



FIENI — RAIONUL TÎRGOVIŞTE, REGIUNEA PLOIEŞTI



ipt

INSTITUTUL DE PROIECTĂRI
TRANSPORTURI

PROIECTEAZĂ:

porturi
drumuri
poduri
aeroporturi

THE INSTITUTE OF DESIGN OF
TRANSPORT EQUIPMENT
AND SPECIAL TRANSPORT
CONSTRUCTIONS

DESIGNS:

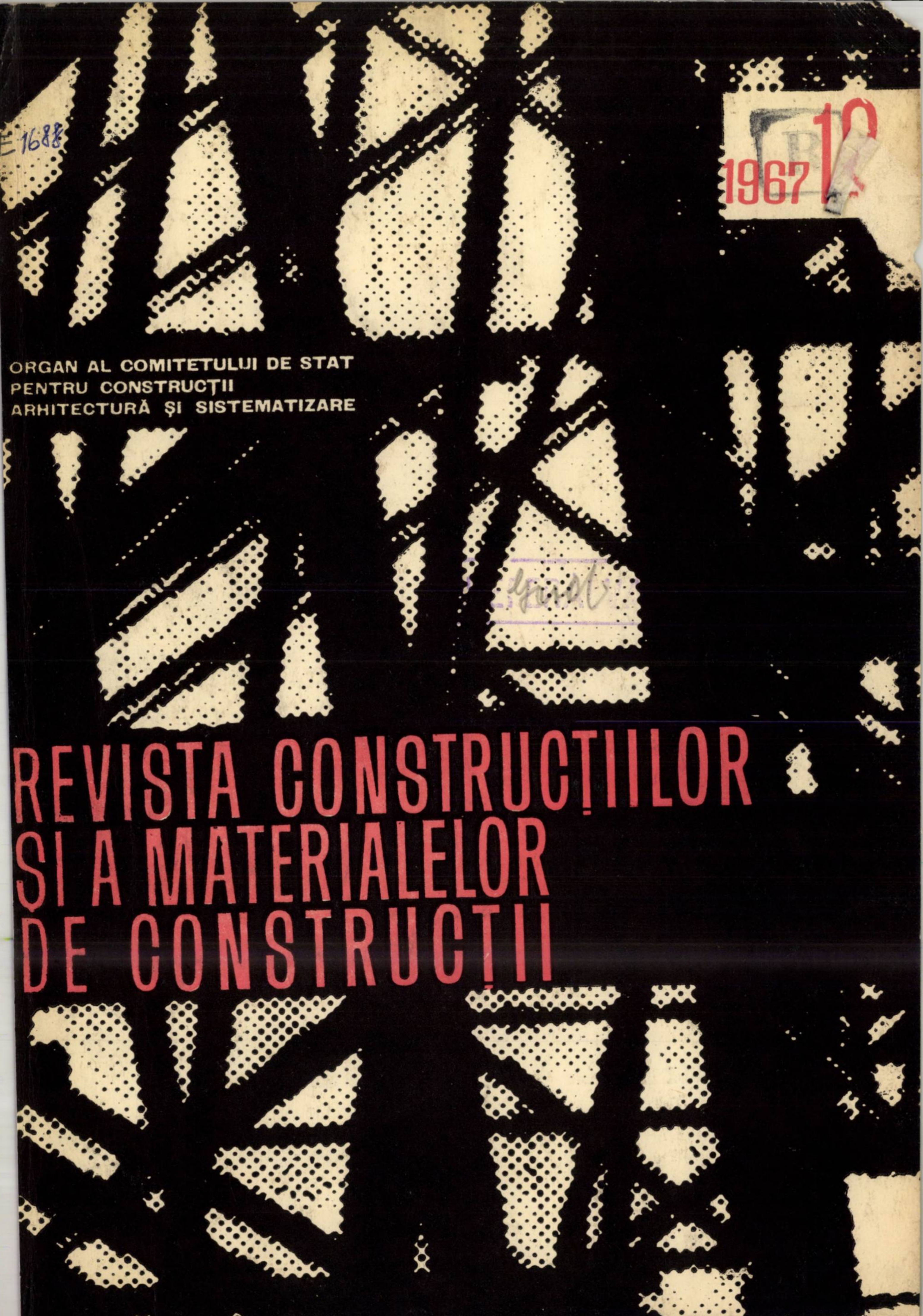
harbours
roads
bridges
airports

MINISTRY OF AUTOMOTIVE,
NAVAL AND AIR TRANSPORT
38, Blvd. DINICU GOLESCU
TELEPHONE: 18.28.77 — BUCHAREST — ROMANIA

1968 FEB 24

E 1688

1967 10



ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

INDUSTRIALEXPORT

SOCIÉTÉ ROUMAINE D'ETAT POUR LE COMMERCE EXTÉRIEUR

execute

- outillages, équipements, projets et assistance technique pour fabriques de ciment utilisant le procédé humide ou sec, fabriques de briques et de tuiles, fabriques de pièces préfabriquées en béton (grands panneaux pour immeubles d'habitations, éléments industriels, poteaux éléctriques, gouttieres pour irrigations, tuyaux à pression, etc.), fabriques d'argile expandée.
- installations de coffrages glissants pour diverses constructions (fourneaux industriels à section variable, silos à cellules de formes et dimensions diverses, constructions d'habitations).

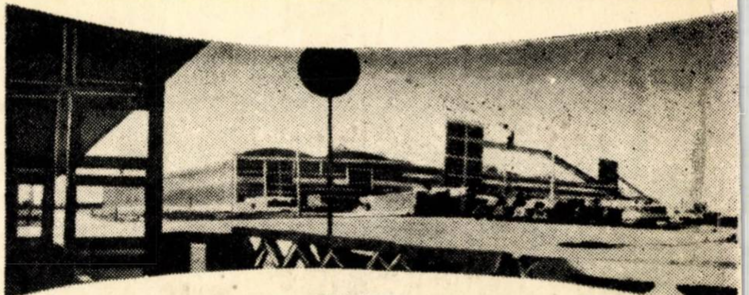
Pour informations et offres s'adresser à ISCE INDUSTRIALEXPORT 2, Rue Gabriel Péri, Bucarest — ROUMANIE Téléphone : 116 -- Telex: 216; Télégrammes : INDEXPORT

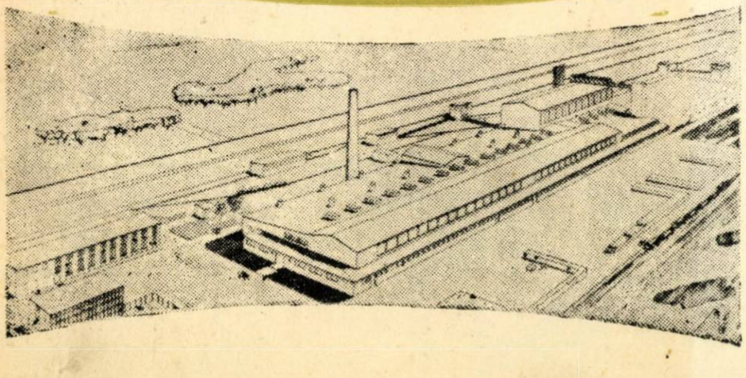
ROMANIAN STATE ENTERPRISE FOR FOREIGN TRADE

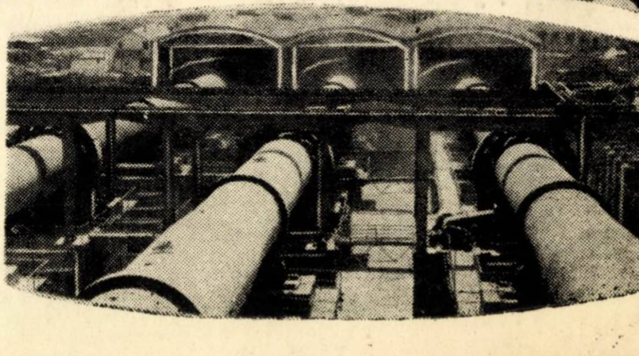
supplies.

- equipment, machinery, designs and technical assistance for dry or wet process cement plants, brick and tile works, concrete prefabricated parts factories (large pannels for housing constructions, industrial elements, stay-poles, irrigation troughs, pressure pipes, a. s. o.), expanded clay factories.
- sliding equipment for various constructions (industrial chimney stacks with variable section, silos with cells of various shapes and sizes, dwelling buildings, a. s. o.). For further information and offers apply to ISCE INDUSTRIALEXPORT 2, Gabriel Péri Street Bucharest — ROMANIA Telephone: 116 — Telex: 214; Cables : INDEXPORT

BUCHAREST
INDUSTRIALEXPORT
ROMANIA







E 1688

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

12

1967

VOLUMUL 21, Nr. 12

DECEMBRIE 1967

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian.

SUMAR

N. SCHMIDT, I. VIRAG

Extinderea metodei distorsiunilor la grinzi Vierendeel 617

E. KEINTZEL

Calculul conlucrării construcţiilor în cadre de beton armat cu terenul de fundaţii. 629

L. LÖBEL

Cu privire la dimensionarea economică a elementelor de beton precomprimat (I) . . . 633

C. CHITIC

Stadiul actual de aplicare a planificării în reţea după metoda drumului critic la lucrările executate de Trustul 1 construcţii-montaj . . . 638

V. FOCŞA

Amortizarea şi defazajul oscilaţiilor termice ale pereţilor exteriori, determinate prin analogie electrică 643

ŞT. GEORGESCU

Influenţa confortului termic în dimensionarea elementelor de construcţii şi stabilirea temperaturii de calcul a aerului interior pe timpul iernii 648

GH. DUŢĂ

Comportarea încăperilor de locuit din panouri mari din punct de vedere termic la funcţionarea intermitentă a instalaţiei de încălzire centrală 653

M. TRAUBICI, D. STATE, D. MANARI

Automatizarea izotermiei la tratarea termică a betoanelor în mediul de abur saturat . . 657

DISCUŢII

CRONICĂ

DOCUMENTARE

RECENZII

SUMAR GENERAL

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria : Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redaţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor ,,Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii şi ,,Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în cont avans conform aprobării D.G.P. nr. 19/8020 din 20 XII 1966.

SUMMARY

N. SCHMIDT and I. VIRAG : An extention of the distorsion method to Vierendeel beams and some particular cases of rectangular frames.

The object of the present study is the application of the distorsion method (the Csonka method) to the estimation of Vierendeel-type of frames supported in a variety of manners and stessed by upright or horizontal loads applied in the knots. To this end, four numerical examples of calculation are presented.

E. KEINTZEL : Estimation of the co-operative work between structures in reinforced concrete frames and foundation soils.

The author is concerned with the effect of uneven foundation settlement on the amount of thrust developed in the reinforced concrete frame pillars.

This topic responds to the general effort which is made at present in the field of structure calculation, for taking into consideration, as much as possible, the actual stress and the support conditions for the structures involved.

L. LÖBEL : On the economic dimensioning of prestressed concrete elements.

When dimensioning prestressed concrete elements it is necessary to give an equal consideration to the check of both the limit state and the cracking resistance.

The author presents some criteria for an economic dimensioning intended to reduce the design time and to give a better understanding of the economic involvements of dimensions chosen

Prefabricated, prestressed concrete, prestressed reinforcement elements and rectangular section elements are analysed.

C. CHITIC : Present state of critical path application in network planning of works carried out by the Trust No. 1 for Construction-Erection Works.

The author presents the application of the critical path method in some of the works carried out by the Trust No. 1 for constructions and erections, together with the conclusions drawn on the possible means of improvement.

In the first part of the paper he shows the characteristic features of the works carried out and how information obtained through network graphs were used to improve the organizational aspect of the execution so as to keep step with the target dates scheduled.

In the second, he offers his conclusions drawn after analysing the results obtained following the experimental application of this method in various sites.

V. FOCŞA : Damping and out-phasing of outdoor wall thermal oscillations, as determined through electric analogy.

Damping and out-phasing of wall thermal oscillations is analysed through the analogy with the electric non-stationary regime, using to this end analogous devices with electric resistors and capacitors.

The values obtained for the damping and for the out-phasing by the electric analogy method are compared to the ones computed by finite differences and after Sklover, and to the standard ones, prescribed by Eichler. Minimal allowable values for the damping and for the out-phasing (20 and 10 respectively) are suggested for the climatic conditions prevailing in Romania, considering that the standard values are those of the damping and out-phasing determined in the case of a 37,5 cm thick solid brick-wall.

ŞT. GEORGESCU : Bearing of thermal comfort when dimensioning structure elements and when establishing the reference indoor air temperature in winter time.

The author discusses the conditions for the indoor thermal comfort and the thermal dimensioning of outdoor structure elements. taking into consideration the thermal comfort in industrial buildings.

Data related to the indoor thermal comfort conditions obtained for dwellings are extrapolated for industrial buildings and a new criterion is introduced for establishing the mean temperature of those surfaces which exchange heat with the human element.

GH. DUŢĂ : Thermal comfort of dwellings built in large panels for an intermitent operation of the central heating system.

The author discusses the functional relation between the structure elements and the stationary regime heating plant so as to ensure the thermal comfort in the rooms involved.

This relation is sought as a reference basis for determining the heating plant shut-down times, the nature of the structural outdoor elements or the heat supply regime in such a way that the indoor air temperature should not fall below the minimal temperature prescribed by comfort specifications.

M. TRAUBICI, D. STATE, D. MANARI : Automation of an isothermal installation for the heat treatment of concretes in a saturated steam medium.

During 1965 and 1966, a team of research workers from the Section for reinforced concrete technology at the Research and Construction Economy Institute has studied the potential means of improving concrete heat treatment in steaming rooms.

Taking as a start point experiences gained in other countries, reserches were directed towards concrete heat treatment tests, conducted in a saturated steam medium, at the atmoshperic pressure and at a 100°C temperature.

SOMMAIRE

N. SCHMIDT et I. VIRAG : Extension de la méthode des distorsions aux poutres Vierendeel et quelques cas spéciaux de cadres rectangulaires.

Les auteurs se sont proposé comme objet de la présente étude l'application de la méthode des distorsions (méthode Csonka) au calcul des cadres du type Vierendeel prenant appui de différentes manières et sollicités par des charges verticales ou horizontales appliquées dans les noeuds. Ils présentent à cet effet quatre exemples de calcul numérique.

E. KEINTZEL : Calcul de la coopération entre les constructions à charpente en béton armé et le sol de fondation.

L'auteur s'occupe de l'effet du tassement inégal des fondations sur l'importance des forces axiales devéloppées dans les piliers de la charpente en béton armé.
Ce sujet s'inscrit dans la campagne que l'on mène à l'heure actuelle — dans le domaine du calcul des constructions — en faveur de la prise en considération, dans la plus grande mesure possible, des conditions réelles de sollicitation et d'appui des constructions.

L. LÖBEL : Sur le dimensionnement économique des éléments en béton précontraint.

Lors du dimensionnement des éléments en béton précontraint il est nécessaire d'accorder un poids égal et à la vérification à l'état limite de résistance et à celle de fissuration.
L'auteur présente quelques critères de dimensionnement économique qui puissent réduire de cette manière la durée des études de conception et qui permettent de connaître les implications économiques des dimensions choisies.
Les éléments analysés sont des éléments préfabriqués en béton précontraint, à armature prétensionnée et éléments à section rectangulaire.

C. CHITIC : État actuel d'application de la planification en réseau suivant la méthode de la voie critique, dans le cas des travaux exécutés par le Trust 1 Constructions-Montages.

L'auteur présente les travaux exécutés par le Trust 1 Constructions-Montages où l'on a appliqué la méthode de la voie critique, ainsi que les conclusions concernant les possibilités de perfectionner cette méthode.
Dans la première partie, il analyse les caractéristiques des travaux et le mode d'utiliser les informations obtenues à partir des diagrammes-réseau pour améliorer le côté organisationnel de l'exécution, dans le but de respecter la cadence de travail planifiée.
Dans la deuxième partie, l'auteur expose ses conclusions tirées de l'analyse des résultats obtenus à la suite de l'application à titre d'expérience de cette méthode sur un nombre de chantiers.

V. FOCŞA : Amortissement et déphasage des oscillations thermiques des parois extérieures, déterminés par analogie électrique.

L'amortissement et le déphasage des oscillations thermiques des parois sont analysés au moyen de l'analogie électrique en régime nonstationnaire, les dispositifs analogiques employés étant basés sur des resistances et capacités électriques.
Les valeurs obtenues pour l'amortissement et le déphasage au moyen de la méthode de l'analogie électrique sont comparées aux valeurs calculées par différences finies, d'après Sklover, et aux valeurs normeés préscrites par Eichler.
Les valeurs de l'amortissement et du déphasage des oscillations obtenues dans le cas d'un mur en maçonnerie de briques pleines, de 37,5 cm d'épaisseur, étant prises comme valeurs-étalon, on propose les valeurs minimales admissibles pour l'amortissement (20) et pour le déphasage (10), compte tenu des conditions climatiques de Roumanie.

ŞT. GEORGESCU : Influence du confort thermique sur le dimensionnement des éléments de construction et établissement de la température de calcul de l'air intérieur en hiver.

L'auteur traite des conditions du confort thermique à l'intérieur des constructions industrielles et du dimensionnement thermique des éléments de construction extérieurs.
Le données intéressant les conditions du confort thermique intérieur obtenues pour les immeubles d'habitation sont extrapolées aux constructions industrielles, l'auteur introduisant un nouveau critère pour établir la température moyenne des surfaces qui échangent leur chaleur avec celle de l'homme.

GH. DUŢĂ : Confort thermique des espaces d'habitation construits en grands panneaux, pour un fonctionnement intermittent de l'installation de chauffage central.

L'auteur traite le problème de la relation fonctionnelle entre les éléments de construction et l'installation de chauffage en régimé stationnaire dans des conditions assurant le confort thermique des espaces intérieurs.
On cherche à déterminer la durée de l'interruption du fonctionnement de l'installation de chauffage, la nature des éléments extérieurs de construction ou le régime du débit de chaleur, en sorte que la température de l'air ne descende pas au-dessous de la température minimale prescrite par les conditions de confort.

M. TRAUBICI, D. STATE, D. MANARI : Automatisation de l'isothermie au traitement thermique des bétons en milieu de vapeurs saturées.

Au cours des années 1965—1966, une équipe de chercheurs de la Section Technologie du Béton Armé de l'Institut de Recherches et Économie des Constructions a étudié les possibilités d'améliorer le traitement thermique de bétons dans la chambre d'étuvage à la vapeur.
Mettant à profit l'expérience des autres pays, les recherches se sont axées sur l'expérimentation du traitement thermique des bétons dans un milieu de vapeurs saturées à la pression atmoshpérique et à une température de 100°C.

INHALT

N. SCHMIDT, I. VIRAG : Anwendung des Verzerrungsverfahrens bei der Bemessung von Vierendeel-Trägern und von einigen eigenartigen rechteckigen Rahmentragwerken

Die Verfasser setzen sich als Ziel die Anwendung des Verzerrungsverfahrens (nach Csonka) bei der Bemessung von Vierendeel-Rahmenträgern unter Annahme verschiedener Auflagerbedingungen und Berücksichtigung von horizontalen oder vertikalen Knotenkräften. In diesem Sinne werden auch vier Zahlenbeispiele vorgeführt.

E. KEINTZEL : Bestimmung der Zusammenarbeit zwischen einer aus Stahlbetonrahmen gestalteten Tragkonstruktion und dem Gründungsboden

Der Verfasser befasst sich mit den Einflüssen die eine ungleiche Setzung des Gründungskörpers auf die Achsialkräfte hervorgerufen in den senkrechten Stielen eines Stahlbetonrahmenwerkes ausübt.

Das Thema fügt sich ein in die allgemein gültige Entwichlungstendenz der Berechnungsverfahren im Bauwesen abgestimmt auf eine immer genauere Berücksichtigung der tatsächlichen Beanspruchungs- und Stützungsbedingungen eines Baukörpers.

L. LÖBEL : Zur wirtschaftlichen Bemessung von Spannbetonteilen

Bei der Bemessung von Spannbetonteilen ist es angebracht in gleichem Ausmasse die Prüfung der Grenztragfähigkeit und der Rissbildungsgefahr zu berücksichtigen.

Der Verfasser führt vor einige Grundlagen die der wirtschaftlichen Bemessung dienen und die darauf abgestimmt sind sowohl die Entwurfsdauer herabzusetzen wie auch die Kenntniss der wirtschaftlichen Folgen der angenommenen Abmessungen zu ermöglichen.

Im Artikel werden untersucht Spannbetonfertigteile mit vorgespannter Bewehrung sowohl wie auch Fertigteile mit rechteckigem Querschnitt.

C. CHITIC : Der heutige Stand der Anwendung der Netzwerktechnik nach dem kritischen Wege bei der Plannung der Arbeiten im Bau-und Montage Trust No. 1

Im Artikel werden beschrieben die Arbeiten die der Bau- und Montage Trust No. 1 ausgeführt und bei denen der kritische Weg angewandt wurde ; im Abschluss werden hervorgehoben die Möglichkeiten einer Verbesserung in der Praxis.

Im ersten Teil des Artikels werden vorgeführt die Eigenartigkeiten der ausgeführten Bauarbeiten und beschrieben wie die Informationen von den Netzwerken geliefert zur Verbesserung der Bauorganisierung beigetragen haben um das Einkalten des vorgeschriebenen Arbeitstempo zu gewährleisten.

Im Abschluss werden vorgeführt die Schlussfolgerungen des Verfassers auf Grund einer Untersuchung der experimentellen Anwendung des Verfahrens auf verschiedenen Bauplätzen.

V. FOCŞA : Dämpfung und Phasenverschiebung der thermischen Schwingungen in Aussenwänden bestimmt unter Anwendung der elektrischen Analogie

Auf Grund der elektrischen Analogie im Übergangszustand werden untersucht Dämpfung und Phasenverschiebung der thermischen Schwingungen in Wänden unter Anwendung von analogischen Vorrichtungen mit elektrischen Widerständen und Kapazitäten ausgerüstet.

Die Dämpfungs- und Phasenverschiebungswerte erlangt nach dem Verfahren der elektrischen Analogie werden vergliechen mit denjenigen errechnet nach dem Verfahren der endlichen Differenzen und nach Sklover und endlich mit den von Eichler vorgeschriebenen Standardwerten. Für die in Rumänien herrschen den Klimabedingungen werden folgende zulässige Kleinstwerte vorgeschlagen : Dämpfung – 20 und Phasenverschiebung – 10 ; als Richtmasse wurden angenommen die Dämpfung und Phasenverschiebung der thermischen Schwingungen einer 37,5 cm starken vollen Ziegelmauer.

ŞT. GEORGESCU : Der Einfluss der thermischen Behaglichkeit auf die Bemessung von Bauteilen und die Bestimmung der theoretischen Innentemperatur im Winter

Im Artikel wird erörtert die Frage der inneren thermischen Behaglichkeit und die thermische Bemessung der äusseren Bauteile unter Berücksichtigung der thermischen Behaglichkeit im Industriebau.

Der Verfasser extrapoliert die Daten über die man verfügt betreffend die innere thermische Behaglichkeit im Wohnugsbau um sie auf den Industriebau anzuwenden und führt ein ein neues Kriterium zur Bestimmung der mittleren Temperatur derjenigen Flächen die im Wärmeaustausch mit den Leuten mitwirken.

GH. DUŢĂ : Thermische Behaglichkeit der Wohnräume in Wohnhäusern nach der Plattenbauweise ausgeführt im Falle eines intermittierenden Betriebs der Heizungsanlage

Im Artikel wird erörtert die funktionnelle Verbingung zwischen den Bauteilen und dem Betrieb ener Heizungsanlage im Dauerzustand bei Gewährleistung der thermischen Behaglichkeit der Wohnräume.

Auf Grund dieser Untersuchung versucht der Verfasser die Untderbrechungsdauer im Betrieb einer Heizungsanlage, die Gestaltung der äusseren Bauteile oder die Wärmespeisung zu bestimmen ohne dass die Innenlufttemperatur den durch die Behaglichkeitsbedingungen vorgeschriebenen Wert unterschreitet.

M. TRAUBICI, D. STATE, D. MANARI : Automatisierung des isothermischen Betriebs bei der Warmbehandlung der Betone in Kammern mit gesätttigtem Dampf

Eine Forschungsgruppe der Abteilung Betontechnologie des Forschungsinstituts für Bauwesen und Bauwirtschaft hat sich in den Jahren 1965 und 1966 mit den Möglichkeiten befasst die Warmbehandlung der Betone in Dampfkammern zu verbessern.

Die Forschungen haben die im Auslande erlangten Ergebnisse berücksichtigt und waren abgestimmt auf die experimentelle Untersuchung der Warmbehandlung der Betone in Kammern mit gesättigtem Dampf, bei Normaldruck und einer Temperatur von 100°C.

СОДЕРЖАНИЕ

Н. ШМИДТ и И. ВИРАГ: Распространение метода дисторсий на балк вирендиля и на некоторые особые случаипрямоугольных рам.

Авторы задаются целью применения метода дисторсий (метода Чонка) для расчета балок типа вирендели с различными способами опирания, подверженных вертикальным или горизонтальным нагрузкам, приложенным к узлам. Приведены четыре численных примера расчета.

Е. КАИНЦЕЛ: Рачёт совместной работы рамных железобетонных зданий и сооружений с грунтом основания.

Автор уделяет внимание влиянию эффекта неравномерной осадки фундамента на значение осевых сил, действующих на колонны железобетонных рам.

Данный вопрос обсуждается принимая во внимание услия, которые прикладываются в настоящее время в области расчёта зданий и сооружений, к тому чтобы получить возможность учитывать в наибольшей мере реальные условия нагрузки и описания зданий и сооружений.

Л. ЛЁБЕЛЬ: К вопросу о назначении экономичных размеров предварительно напряженных бетонных конструкций,.

При назначении размеров преднапряженных бетонных конструкций необходимо уделять одинаковое внимание как проверке несущей способности по предельным состояниям, так и трещинообразованию.

Автор представляет критерии экономичиного назначения размеров которые приводят к сокращению знать влияние назначенных размеров на экомомический аспекг своевременно.

В статье производится анализ сборных прямоугольных преднапряженных бетонных конструкицй с армарутой натянутой на упоры.

К. КИТИК: Стадия применен в настоящее время сетевого планирования по методу критического пути в I-вом Строительно-Монтажном Тресте.

В статье описаны работы, выполненные I-вым Строительно — Монтажным Трестом, применяя метод критического пути и заключения, относительно путей усовершенствования.

В первой части приведены характеристики работ и использование информации, полученой из сетевого графика при усовершенствовании организации производства работ, необходимой для соблюдения запланированного темпа.

В заключении, сделаны выводы, изложенные автором после экспериментального применения метода на различных стройплощадках.

В. ФОКША: Затухание и несовпадение во времени тепловых колебаний наружных стен, опредеелнные при помощи электрической аналогии.

Проанализированы затухание и несовпадение во времени тепловых колебаний, основываясь на электрической аналогии, при непосредственном режиме, использовав для этого аналогичные приборы с слектрическими сопротивлениями и ёмкостями.

Сравниваются значения затухания и несовпадения во времени, полученые методом слектрической аналогии, со значениями, полученными расчётом по предельным разницам и по Скловеру, и со значениями нормированными, предсписанными Айхлером.

Принимая в качестве сталона значения затухания и несовпадения во времени течловых колебаний стены из кирпичнокй кладки, толщиной в 37,5 см, предложены — учитывая климатические услоивя С.Р. Румыния — минимально допустимые значения: для затухания —20 и для несовпадения во времени —10.

ШТ. ДЖОРДЖЕСКУ: Влияния теплового комфорта на значение размеров строительных конструкций и на определение расчетной температуры внутреннего воздуха, в зимнее время.

В статье рассматриваются условия теплового внутреннего комфорта и назначение — с тепловой точки зрения — размеров внешних строительных конструлций, при учёте теплового комфорта в производственных цехах.

Автор распространяет данные относительно условий внутри — квартирного термического комфорта на производственные цехи и вводит новый критерий определения средней температуры поверхностей, между которыми и человеком происходит обмен тепла.

Г. ДУЦЭ: Тепловой комфорт крупнопанельных жилых помещений, при прерывном функионировании центрального отопления.

В статье рассматривается функиоцнальная связь между строительными конструкциями и отопительное оборудование, раборающее при стационарном режиме, с условием соблюдения теплового комфорта в помещениях.

Таким образом, делается попытка определить время перерыва в функцонировании отопительного оборудования, вид наружных строительных конструкций или режим подачи тепла таким образом, чтобы температура внутриквартирного воздуха не успела упасть ниже минимальной температуры, предписанной условиями комфорта.

М. ТРАУБИЧ, Д. СТАТЕ, Д. МАНАРИ: Автоматизация изотермии при тепловой обработке бетона в насыщенной парми среде.

В течение 1965—1966 годов, коллектив исследователей, работающих в Секции по Технологии Железобетона при Научно-Исследовательском Институте по Строительству и Экономике Строительства, изучил возможности улучшить теплообработку бетона в пропарочных камерах.

Исходя из опыта, полученного за рубежом, исследования были направлены на испытание теплообработки бетона в насыщенной парами среде, при атмосферном давлении и температуре в 100°C.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Extinderea metodei distorsiunilor la grinzi Vierendeel

Ing. N. Schmidt
Institutul de studii şi proiectări energetice filiala Timişoara

Ing. I. Virag
Institutul politehnic Timişoara - Facultatea de construcţii

Metoda distorsiunilor, în forma ei de bază, stabilită de P. Csonka, face posibil calculul cadrelor multietajate, cu noduri deplasabile, la forţe orizontale. În studiul lui P. Csonka este arătat că metoda se poate aplica şi pentru calculul grinzilor Vierendeel simetrice.

În această lucrare se arată că metoda distorsiunilor se poate extinde în general la calculul grinzilor Vierendeel de orice tip, simetrice sau nesimetrice, cu una sau mai multe deschideri, precum şi la cadre în formă de portal.

În cele ce urmează se dă în primul rînd o expunere succintă a principiilor de bază ale metodei distorsiunilor în forma ei de bază, iar în capitolele următoare se arată cum se poate extinde metoda la calculul diferitelor tipuri de grinzi Vierendeel.

PRINCIPIILE DE BAZĂ ALE METODEI DISTORSIUNILOR *

Metoda distorsiunilor constituie o etapă intermediară la rezolvarea cadrelor cu noduri deplasabile cu metoda iteraţiei.

Avantajul principal al metodei este că îmbunătăţeşte considerabil convergenţa operaţiilor.

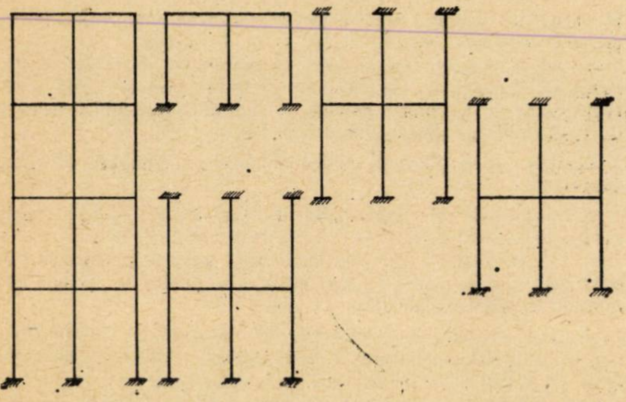


Fig. a

Aceasta se realizează, introducînd o deformaţie complexă a cadrului, denumită distorsiune: deplasarea neîmpiedicată a nodurilor combinată cu rotirea acestora, astfel ca să nu se producă forţe tăietoare pe stîlpi. În felul acesta momentele care apar datorită rotirii micşorează momentele de încastrare perfectă iniţiale, astfel ca forţele tăietoare pe stîlpi să rămînă neschimbate.

Operaţiile de distorsiune se efectuează în felul următor: se împarte cadrul în cadre elementare (fig. a). Fiecare cadru elementar constă din două şiruri de stîlpi şi o singură riglă „r" (fig. b). Capetele stîlpilor, opuse riglei, se presupun încastrate, dar libere la translaţie orizontală (deci în ansamblu se păstrează distanţa între nodurile stîlpilor).

Rigla de mijloc, de asemenea, se poate deplasa neîmpiedicată şi nodurile se pot roti elastic. Se dă o rotire nodurilor cadrului elementar, astfel ca pe stîlpi să nu se producă forţe tăietoare. Aceasta se poate realiza numai dacă pe capetele opuse ale stîlpilor se aplică două momente egale şi de sens contrar (după convenţia Cross). În felul acesta suma momentelor $M_{inf} + M_{sup}$ este zero şi forţele tăietoare $T = \frac{M_{inf} + M_{sup}}{2h}$ sînt de asemenea nule.

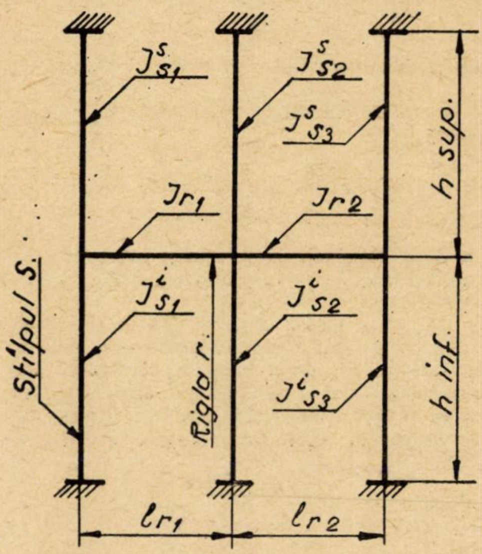


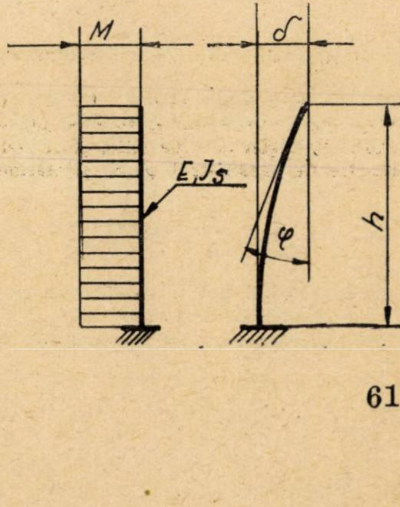
Fig. b

Cele două momente egale produc o diagramă de momente constante pe stîlpi (fig. c). În consecinţă partea superioară a stîlpului se va deplasa cu $\delta = \frac{Mh^2}{2\,EJ_s}$, faţă de baza încastrată, şi se va roti cu unghiul $\varphi = \frac{M.h}{E\,J_s}$.

Avînd în vedere că stîlpii sînt legaţi între ei prin rigla „r" deplasările nodurilor trebuie să fie egale, deci

$$\delta_1 = \delta_2 = \ldots = \delta \quad \text{sau} \quad \frac{M_1\,h_1^2}{2E\,J_{s1}} = \frac{M_2\,h_2^2}{2E\,J_{s2}} = \ldots$$

Fig. c



---

* În acest capitol introductiv se prezintă o expunere prescurtată a metodei distorsiunilor în scopul înţelegerii mai uşoare a lucrării propriu-zise.

Pentru cazuri obişnuite de cadre în consolă metoda distorsiunilor este tratată în mod detaliat în lucrările ([1] şi [3]).

de unde rezultă că $\dfrac{M_1}{M_2} = \dfrac{E\,J_{s1}}{E\,J_{s2}}\;\dfrac{h_2^2}{h_1^2} = \dfrac{E\dfrac{J_{s1}}{h_1}}{E\dfrac{J_{s2}}{h_2}}\;\dfrac{h_2}{h_1}$,

în cazul stîlpilor de aceeași înălțime $h_1 = h_2$. În general, modulul de elasticitate longitudinal E este același pentru toți stîlpii.

Prin urmare rezultă

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{\dfrac{J_{s1}}{h_1}}{\dfrac{J_{s2}}{h_2}} = \frac{k_1}{k_2},$$

adică momentele pe stîlpi sînt proporționale cu rigiditățile stîlpilor.

Avînd în vedere că rotirile φ sînt direct proporționale cu deplasările

$$\varphi = \frac{Mh}{E\,J_s} = \frac{1}{h}\;\frac{Mh^2}{E\,J_s} = \frac{2\delta}{h},$$

rezultă a doua concluzie importantă : toate nodurile se rotesc cu același unghiu φ (dacă h este același pentru toți stîlpii).

Pentru stîlpul superior sînt valabile aceleași observații, singura deosebire fiind aceea că încastrarea este la capătul superior. Deformația de distorsiune se obține deci foarte simplu : pe fiecare nod al riglei intermediare se aplică o rotire egală cu φ. Stîlpii fiind rigid legați cu riglele în noduri, aceștia se vor roti la capete tot cu unghiul φ (fig. d).

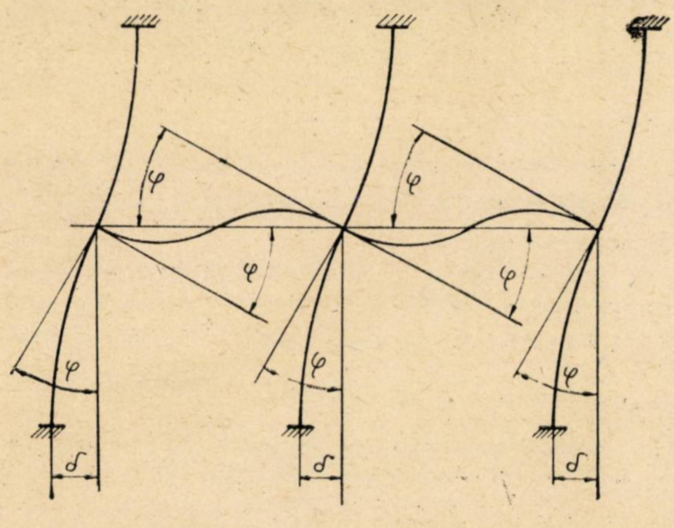


Fig. d

Unghiului de rotire φ îi corespund următoarele momente :

— pe stîlpi $M = \dfrac{E\,J_s}{h}\,\varphi$ (cum s-a arătat mai sus)

— pe rigle $M = 6\,\dfrac{E\,J_r}{l}\,\varphi$ (corespunzător deformației antisimetrice, cele două capete rotindu-se cu unghiul φ).

După cum se vede din relațiile de mai sus, toate momentele din nodurile riglei „r" (pe stîlpi și pe rigle) pot fi exprimate în funcție de parametrul φ, E și mărimile constante

$$k_s = \frac{J_s}{h} \text{ respectiv } k_r = 6\,\frac{J_r}{l}.$$

Aceste mărimi pot fi considerate ca rigidități la rotire de distorsiune) ale nodurilor riglei „r", deoarece reprezintă momentele care corespund unei rotiri unitare.

Este suficient să cunoaștem unghiul φ și se pot determina mai departe momentele de distorsiune pe nodurile riglei „r". Unghiul φ se alege astfel ca suma momentelor de distorsiune să fie egală, dar de semn contrar cu suma momentelor neechilibrate pe toate nodurile riglei „r". Astfel se obține o echilibrare globală a șirului de noduri. Efectuînd o echilibrare în ansamblu, în general nodurile luate izolat nu vor fi în echilibru.

Condiția de egalitate a momentelor se scrie :

$$M_0 = \sum M_i = E\,(k_{s1}\,\varphi + k_{s2}\,\varphi + \ldots + k_{r1}\,\varphi + k_{r2}\,\varphi + \ldots),$$

unde s-a notat :

$k_{s1} = \dfrac{J_{s1}}{h_1}$ rigiditatea la rotire de distorsiune a stîlpului „S_1" ;

$k_{r1} = 6\,\dfrac{J_{r1}}{l_{r1}}$ rigiditatea la rotire de distorsiune a riglei „r_1".

Relația de mai sus se scrie :

$$M_0 = \sum M_i = E\,\varphi \sum (k_{si} + k_{ri}),$$

de aici se poate explicita unghiul φ

$$\varphi = \frac{M_0}{E \cdot \sum (k_{si} + k_{ri})},$$

iar momentul pe capătul unei bare va fi :

pe stîlpi $M_{si} = E\,k_{si}\,\varphi = \dfrac{k_{si}}{\sum (k_{si} + k_{ri})} \cdot M_0$,

pe rigle $M_{ri} = E\,k_{ri}\,\varphi = \dfrac{k_{ri}}{\sum (k_{si} + k_{ri})} \cdot M_0$.

Constanta $\dfrac{k_i}{\sum(k_{si} + k_{ri})}$ reprezintă rigiditățile relative la rotire de distorsiune, deoarece exprimă cît preia fiecare element din momentul total pe șirul de noduri.

Avînd în vedere cele arătate la începutul descrierii deformațiilor, momentele la capetele stîlpilor vor fi egale și de semn contrar. Se poate considera deci că avem un coeficient de transmisie al momentelor egal cu „— 1".

Practic, operațiile de distorsiune se efectuează în felul următor :

— Se calculează rigiditățile de distorsiune pentru toate nivelurile cadrului.

— Se calculează forțele tăietoare, datorită încărcărilor exterioare, și momentele de încastrare perfectă inițiale (în ipoteza devierii fără rotire de nod).

— Se efectuează o echilibrare de distorsiune la un nivel oarecare, de exemplu unde sînt momentele de deviere cele mai mari, în sensul că se însumează toate momentele de pe șirul de noduri orizontale, respectiv se introduc momentele de distorsiune negative, astfel ca suma acestora să fie egală și de semn contrar cu suma momentelor neechilibrate. Se ajunge astfel la o echilibrare în ansamblu. Momentele de pe stîlpi se transmit la capătul opus cu coeficientul „— 1". Transmisiile au loc numai pe stîlpi. În sens orizontal, pe riglă, nu se transmit momente, deoarece am dat rotiri φ egale, simultan la toate nodurile, deci am ținut seamă de comportarea fiecărui nod.

— Urmează o nouă echilibrare de distorsiune, pe un alt nivel. Dacă la nivelul următor, pe lîngă momentele de deviere, există și momente rezultate din transmisia momentelor de distorsiune cu coeficientul „— 1" de la un nivel vecin, atunci acestea se adună algebric la momentele inițiale și se echilibrează suma algebrică a momentelor de pe nivelul respectiv.

După cum s-a arătat mai sus, rotirile de distorsiune sînt egale la toate nodurile nivelului. În consecință, momentele sînt proporționale cu rigiditățile barelor. Această observație ne permite să introducem o schemă simplificatoare.

Într-adevăr, nu este necesar să scriem pe cadru toate momentele de distorsiune, ele fiind proporționale. Se poate alcătui un cadru înlocuitor cu un singur stîlp, avînd rigiditatea egală cu suma rigidităților stîlpilor, și o singură riglă avînd rigiditatea egală cu suma rigidităților riglelor. În cazul rigle-

or vom ţine seamă de faptul că la ambele capete ale riglei apare cîte un moment $M = 6 \frac{E J_r}{l_r} \varphi$, deci momentul total pe riglă este $12 \frac{E J_r}{l_r} \varphi$.

În felul acesta se calculează un singur moment pentru un şir de stîlpi: momentul cadrului înlocuitor şi un singur moment pentru rigle. Operaţiile de distorsiune se pot efectua pe această schemă redusă. După terminarea echilibrărilor, revenirea la cadrul real se face foarte simplu, repartizînd momentele globale proporţional cu rigidităţile barelor.

În cazul cadrelor încărcate numai cu forţe orizontale, momentele de încastrare perfectă iniţiale sînt şi ele proporţionale cu rigidităţile stîlpilor. Deci calculul se poate începe direct pe cadrul înlocuitor, introducînd ca momente iniţiale două momente egale şi de acelaşi semn, astfel ca ele să echilibreze forţele tăietoare:

$$2 M = T \cdot h \quad \text{deci} \quad M = \frac{T \cdot h}{2},$$

unde T este suma forţelor tăietoare pe nivelul respectiv, iar h înălţimea nivelului.

Trebuie să subliniem încă o dată faptul că operaţiile de distorsiune reprezintă echilibrări globale ale momentelor pe niveluri. Momentele în ansamblu vor fi în echilibru, deci suma momentelor pe un nod *al cadrului înlocuitor* este egală cu zero. Dar aceasta nu înseamnă că şi nodurile individuale (luate izolat) sînt în echilibru.

În general, afară de unele cazuri speciale (cadre proporţionale), după terminarea etapei de distorsiuni, rămîn diferenţe mici de momente neechilibrate pe noduri. Acestea se echilibrează efectuînd o operaţie Cross treapta 1.

În timp ce operaţiile de distorsiune nu strică echilibrul forţelor tăietoare, etapa Cross treapta 1 duce la apariţia unor forţe tăietoare neechilibrate pe stîlpi, care trebuie echilibrate cu o nouă etapă de distorsiuni.

În cazurile practice însă, în general, momentele care se echilibrează în faza Cross treapta 1 sînt foarte mici şi forţele tăietoare care se produc în urma echilibrării lor se pot neglija faţă de cele iniţiale, astfel că, după efectuarea etapei Cross treapta 1, se poate opri calculul.

În ceea ce priveşte domeniul de valabilitate observăm următoarele:

— Rotirile de distorsiune sînt însoţite de o deplasare a nodurilor. Deci echilibrările de distorsiune se pot efectua numai dacă există o posibilitate de deplasare liberă a cadrului, cum este cazul la cadrele clădirilor multietajate (în consolă).

— La grinzi Vierendeel încastrate sau cu mai multe deschideri, deplasarea este împiedicată datorită reazemelor şi de aceea metoda distorsiunilor în forma ei de bază nu se poate aplica.

— Operaţiile de distorsiune se efectuează într-o singură direcţie. Se presupune că după direcţia cealaltă (perpendicular pe rigle) nu se produc devieri, acestea fiind împiedicate de reazemele stîlpilor de la primul nivel.

În cazul grinzilor Vierendeel, simplu rezemate, devierile sînt posibile după două direcţii: orizontală şi verticală. De aceea trebuie făcute verificări pentru forţele tăietoare după ambele direcţii.

În cele ce urmează se va arăta modul de aplicare a metodei distorsiunilor la calculul acestor cadre cu condiţii de rezemare diferite faţă de cadrele în consolă: la cadre Vierendeel simplu rezemate, încastrate, şi cu mai multe deschideri.

1. GRINZI VIERENDEEL SIMPLU REZEMATE, CU ÎNCĂRCĂRI NESIMETRICE VERTICALE

Se poate arăta că metoda distorsiunilor este aplicabilă fără nici o modificare şi la cazul grinzilor Vierendeel încărcate nesimetric cu forţe verticale.

Pentru a scurta expunerea şi pentru o înţelegere mai bună a problemei, se va studia un caz concret cu valori numerice.

Se vor calcula momentele în barele grinzii Vierendeel (fig. 1). Cum se observă, grinda este complet nesimetrică. Încărcarea de asemenea este nesimetrică.

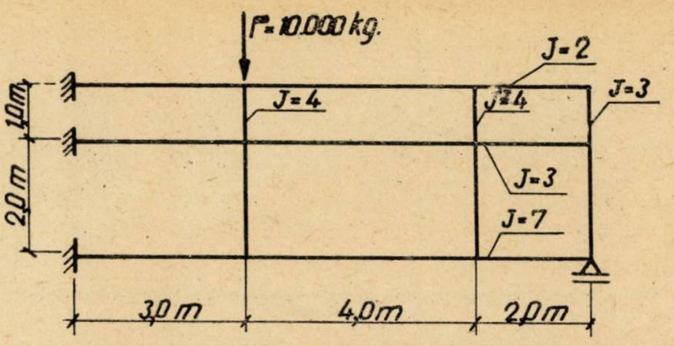


Fig. 1. Schema de încărcare şi momentele de inerţie ale barelor

Se calculează rigidităţile absolute ale barelor conform metodei Cross $\left(\text{egale cu } \frac{J}{l}\right)$. Aceste valori sînt înscrise în schema din figura 2 a.

Se calculează apoi rigidităţile cadrului înlocuitor. În cazul de faţă, pentru barele riglei, rigiditatea este $\Sigma \frac{J}{l}$, iar pentru stîlpii înlocuitori $\Sigma\, 12 \frac{J}{l}$. Aceste valori sînt indicate în figura 2 b.

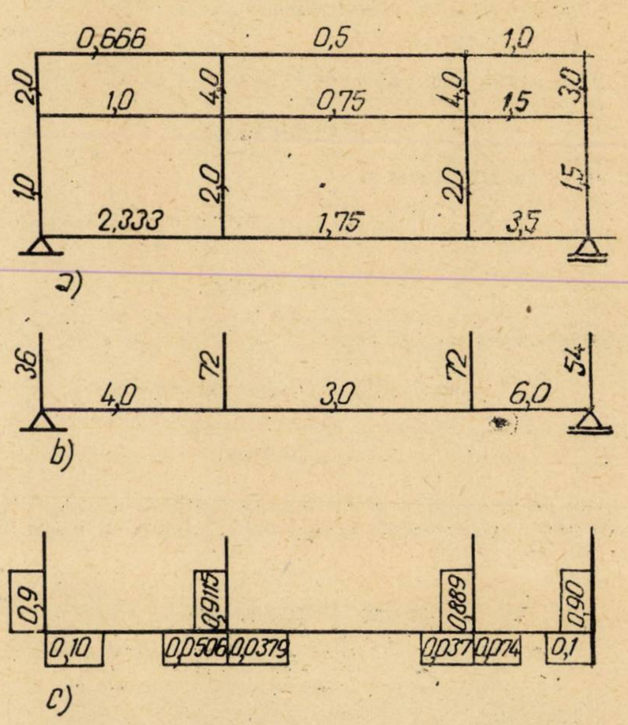


Fig. 2. Coeficienţii de distribuţie la distorsiune ai cadrului înlocuitor

a — rigidităţile absolute ale barelor; *b* — rigidităţile absolute ale cadrului înlocuitor; *c* — coeficienţi de distribuţie la distorsiune ai cadrului înlocuitor

Rigidităţile relative sau coeficienţii de distribuţie se calculează din rigidităţile absolute, ca la metoda Cross, cu singura deosebire că rigidităţile absolute sînt cele ale cadrului înlocuitor, deci $\Sigma \frac{J}{l}$, respectiv $\Sigma\, 12 \frac{J}{l}$. Coeficienţii de distribuţie sînt înscrişi pe schema din figura 2 c.

Calculul momentelor de încastrare perfectă

Grinda Vierendeel din figura 1 este un sistem static determinat exterior. Într-adevăr, reacţiile din reazeme se pot determina imediat din condiţii statice, fără să cunoaştem eforturile din bare.

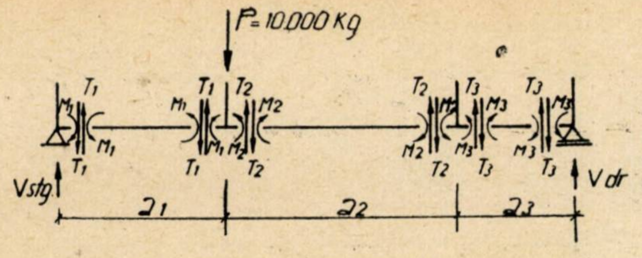


Fig. 3. Schema valorilor inițiale ale elementelor statice din noduri pentru cadrul înlocuitor

Rezultă :

$$V_{stg} = P\,\frac{b}{l} = 10\,000\,\frac{6{,}0}{9{,}0} = 6\,666 \ \text{kg}$$

$$V_{dr} = P\,\frac{a}{l} = 10\,000\,\frac{3{,}0}{9{,}0} = 3\,333 \ \text{kg}$$

$$\text{Total} = 10\,000 \ \text{kg} = P.$$

În continuare, momentele de încastrare perfectă inițiale se determină din condiția ca pe o porțiune oarecare de grindă momentele forțelor tăietoare să fie în echilibru cu momentele de încastrare perfectă.

Conform figurii 3, pentru panoul a_1 avem :

$$T_1\,a_1 = 2M_1 \ \text{deci} \ M_1 = \frac{T_1\cdot a_1}{2} = \frac{V_{stg}\cdot a_1}{2} = \frac{6\,666\times 3{,}0}{2} = 10\,000 \ \text{kgm},$$

imilar pentru panoul a_2

$$M_2 = \frac{T_2\,a_2}{2} = \frac{(V_{stg}-P)\cdot a_2}{2} = \frac{(6\,666-10\,000)\times 4{,}0}{2} = -\,6\,666 \ \text{kgm}$$

pentru panoul a_3

$$M_3 = \frac{(V_{stg}-P)\cdot a_3}{2} = \frac{(6\,666-10\,000)\times 2{,}0}{2} = -\,3\,333 \ \text{kgm}.$$

Cu aceste valori se efectuează operațiile de distribuții și transmisii după metoda distorsiunilor, arătată în figura 4.

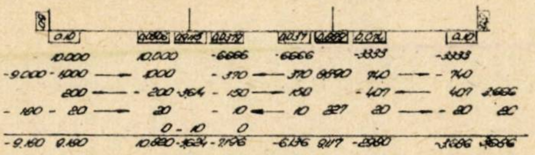


Fig. 4. Schema operațiilor de distorsiune

Avînd în vedere că la grinda Vierendeel studiată, nodurile sînt deplasabile și în sens orizontal, vom face o verificare a forțelor tăietoare pe stîlpi.

Pentru aceasta, deducem, din momentele stîlpilor cadrului înlocuitor, momentele stîlpilor individuali. Ținînd seamă că momentul global al cadrului înlocuitor conține momentele de pe ambele capete ale stîlpilor, momentul pe un capăt de stîlp va fi :

$$M_i = \frac{k_i}{2\sum k_i}\cdot M_0\,,$$

unde :

M_i este momentul la capătul stîlpului
k_i — rigiditatea absolută a stîlpului
M_0 — momentul de pe cadrul înlocuitor.

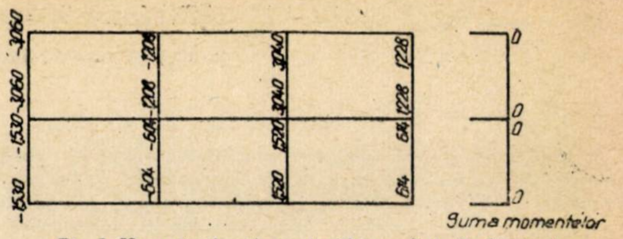


Fig. 5. Momente aferente montanților rezultate din figura 4

Astfel, pe prima riglă verticală a cadrului, apar momentele

$$M = \frac{k}{2\sum k}\cdot M_0 = \frac{1}{2}\times\frac{1{,}0}{1{,}0+2{,}0}\times(-\,9\,180) = -\,1\,530 \ \text{kgm, pe stîlpul inferior.}$$

$$M = \frac{1}{2}\times\frac{2{,}0}{1{,}0+2{,}0}\times(-\,9\,180) = -\,3\,060 \ \text{kgm,}$$

pe stîlpul superior.

Similar se calculează pentru ceilalți stîlpi. Rezultatele sînt trecute în schema din figura 5.

Așa cum se vede din figura 5, dacă se însumează momentele de pe toți stîlpii unui nivel (cel superior sau inferior), suma este egală cu zero ; *nu se produc prin urmare forțe de deviere.*

Se poate arăta că *acest fenomen nu este întîmplător.*

Dacă urmărim mersul operațiilor efectuate pînă acum, ajungem la următoarele concluzii (fig. 6) :

Calculul pornește de la momente de încastrare perfectă (M_{01}, M_{02}, M_{03}), care la capetele panourilor sînt egale și de același semn. În cursul operației de distorsiuni apar momente care sînt egale, dar de semn contrar. La un capăt al panoului avem de exemplu momentul $M_{01}+\Delta_1$ la capătul opus $M_{01}-\Delta_1$.

Suma momentelor într-un nod al cadrului înlocuitor este egală cu zero. Astfel, momentul de pe stîlpul cadrului înlocuitor trebuie să fie egal cu suma momentelor de pe riglele care converg în nod, dar cu semn schimbat. De exemplu, pentru nodul al doilea, avem :

$$M_{2st} = -(M_{01}-\Delta_1+M_{02}+\Delta_2) = -(M_{01}+M_{02}) - (\Delta_2-\Delta_1).$$

O relație similară se poate stabili pentru ceilalți stîlpi. Suma momentelor stîlpilor cadrului înlocuitor va fi deci

$$\sum M_{st} = -\,2\,(M_{01}+M_{02}+M_{03}) - (\Delta_1-\Delta_1+\Delta_2-\Delta_2+\Delta_3-\Delta_3) = -\,2\,(M_{01}+M_{02}+M_{03})$$

ținînd seama că

$$M_{01} = \frac{T_1\,a_1}{2}\,;\ M_{02} = \frac{T_2\,a_2}{2}\,;\ M_{03} = \frac{T_3\,a_3}{2}\,,\ \text{iar}$$

$$T_1 = V_{1stg}\,;\ T_2 = V_{1stg}-P\,;\ T_3 = V_{1stg}-P$$

și introducînd aceste relații mai sus, rezultă :

$$\sum Mst = -\,2(M_{01}+M_{02}+M_{03}) = -\,(T_1a_1+T_2a_2+T_3a_3) = [Vstg.a_1+(Vstg-P)a_2+(Vstg-P)\cdot a_3] = [Vstg(a_1+a_2+a_3)-P(a_2+a_3)] = 0.$$

Expresia obținută este evident egală cu zero, deoarece ea reprezintă suma momentelor față de reazemul din dreapta. Se poate stabili deci regula următoare :

În cazul grinzilor Vierendeel simplu rezemate, încărcate numai cu forțe verticale, este suficient să se efectueze operațiile de distorsiune numai pe rigle orizontale, stîlpii verticali rămînînd în echilibru (în ele nu apar forțe tăietoare neechilibrate).

Revenind la studiul momentelor obținute pe schema din figura 4 trebuie constatate următoarele :

— Prin operațiile de distorsiune efectuate mai sus, s-au realizat următoarele două condiții :

1) Forțele tăietoare datorită momentelor de la capetele barelor sînt în echilibru cu forțele exterioare.

2) Momentele sînt în echilibru global. Aceasta înseamnă că suma momentelor pentru un rînd de noduri (care laolaltă

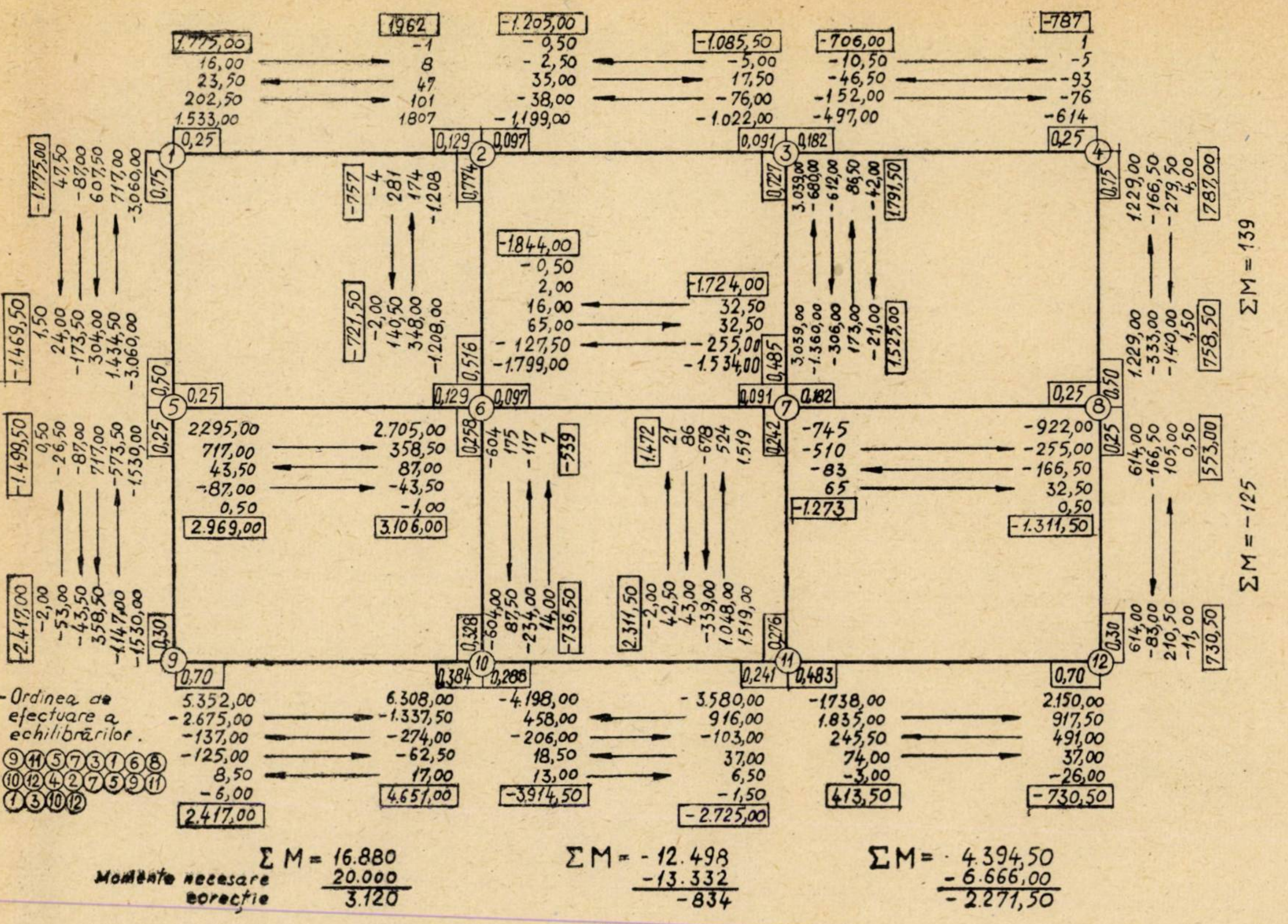


Fig. 5 a

formează un nod al cadrului înlocuitor) sînt în echilibru. Aceasta nu înseamnă însă că şi nodurile izolate ale grinzii Vierendeel reale vor fi în echilibru.

În general, după efectuarea operaţiilor de distorsiune, la capetele barelor mai rămîn momente neechilibrate. Pentru a satisface condiţiile de echilibru ale fiecărui nod în parte, trebuie efectuată o echilibrare Cross treapta 1.

Înainte de toate, vom trece de la momentele globale de pe cadrul înlocuitor la momentele de pe cadrul real.

Pentru aceasta este suficient ca momentul de pe cadrul înlocuitor să fie înmulţit cu coeficientul de reducere $C_i = \frac{k_i}{\sum k_i}$,

unde k_i este rigiditatea barei respective,

$\sum k_i$ reprezintă suma rigidităţilor tuturor barelor care alcătuiesc bara cadrului înlocuitor.

În cazul riglelor, acest factor se împarte cu doi, deoarece momentul de pe rigla înlocuitoare conţine momentele de la ambele capete ale riglei.

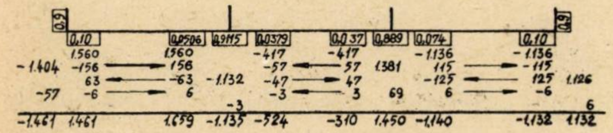
Astfel, din figura 4 rezultă că momentul global pe prima bară orizontală a cadrului înlocuitor este 9 180 kgm. Acest moment se repartizează pe barele cadrului real astfel:

— pe bara inferioară

$$M_i = \frac{k_i}{\sum k_i} \cdot M_0 = \frac{2,333}{2,333 + 1,00 + 0,666} \cdot 9\,180 =$$

$$= 0,583 \times 9\,180 = 5\,352 \text{ kgm};$$

Fig. 5 b



— pe bara de mijloc din cîmpul 1

$$M = \frac{1,00}{4,00}\, 9\,180 = 0,25 \times 9\,180 = 2\,295 \text{ kgm};$$

— pe bara superioară

$$M = \frac{0,666}{4,00}\, 9\,180 = 0,167 \times 9\,180 = 1\,533 \text{ kgm}.$$

Similar se calculează şi pentru celelalte capete de bară.

Aceste momente luate drept momente iniţiale sînt înscrise pe schema din figura 5 a. În aceeaşi figură s-au înscris şi coeficienţii de repartiţie corespunzători, necesari pentru echilibrarea nodurilor după metoda Cross treapta 1. Aceşti coeficienţi se calculează după formula cunoscută $\rho_{ij} = \frac{k_{ij}}{\sum k_{ij}}$

unde ρ_{ij} este rigiditatea relativă a barei *ij*

k_{ij} — rigiditatea absolută a barei *ij* care concură în nodul *i*.

Pentru nodul 10 din figura 5 a avem:

$$\rho_{10-9} = \frac{k_{10-9}}{k_{10-9} + k_{10-11} + k_{10-6}} = \frac{2,333}{2,333 + 1,75 + 2,00} =$$

$$= \frac{2,333}{6,083} = 0,384$$

$\rho_{10-11} = \frac{1,75}{6,083} = 0,288$; $\rho_{10-6} = \frac{2,00}{6,083} = 0,328$; pentru verificare avem:

$$\sum \rho_{ij} = \rho_{10-9} + \rho_{10-11} + \rho_{10-6} = 1,000.$$

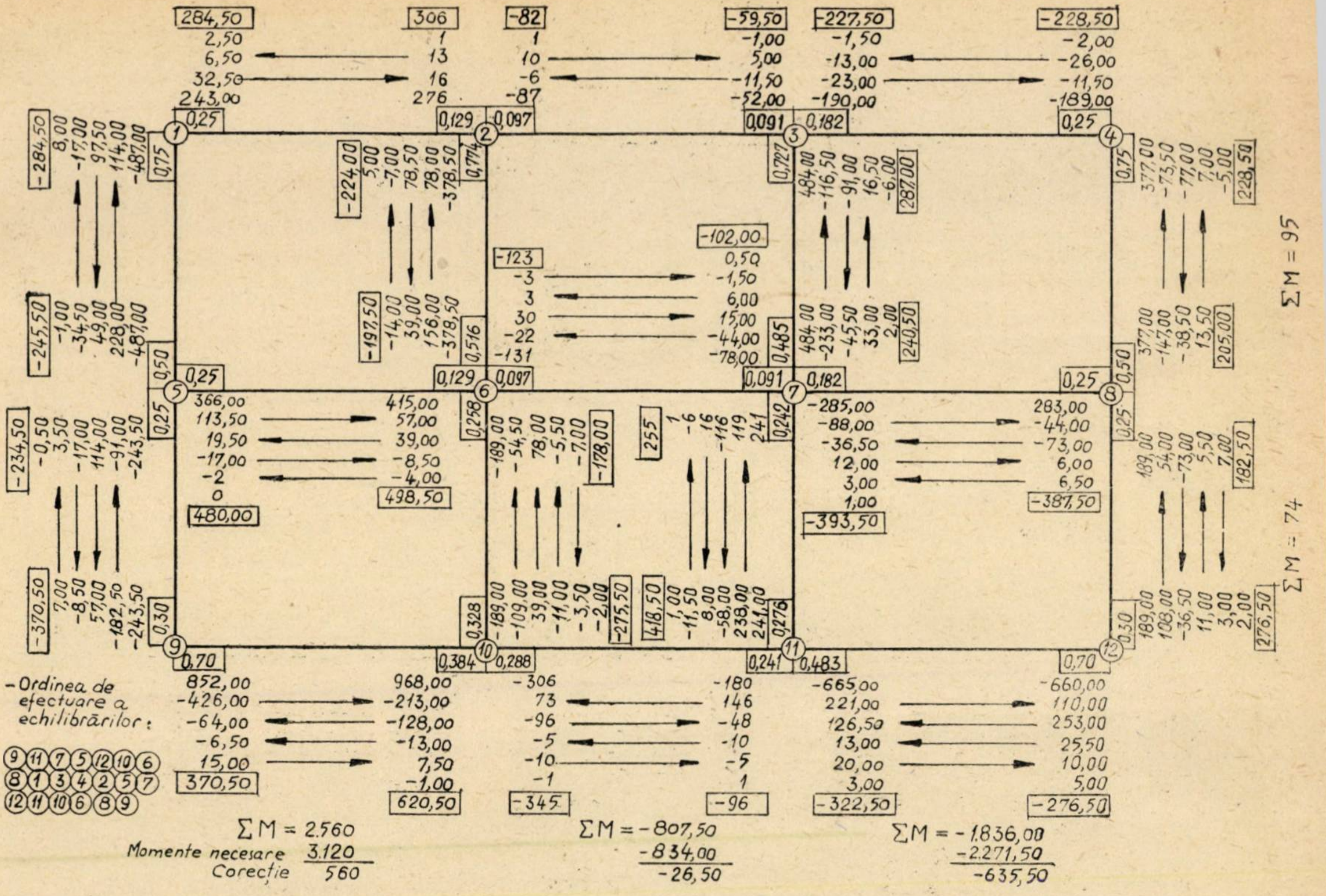

284,50
306
-82
-59,50
-227,50
-228,50
ΣM = 95
ΣM = 74
- Ordinea de efectuare a echilibrărilor:
⑨⑪⑦⑤⑫⑩⑥
⑧①③④②⑤⑦
⑫⑪⑩⑥⑧⑨
370,50
620,50
-345
-96
-322,50
-276,50
ΣM = 2.560
Momente necesare 3.120
Corecție 560
ΣM = -807,50
-834,00
-26,50
ΣM = -1.836,00
-2.271,50
-635,50

Fig. 5 c

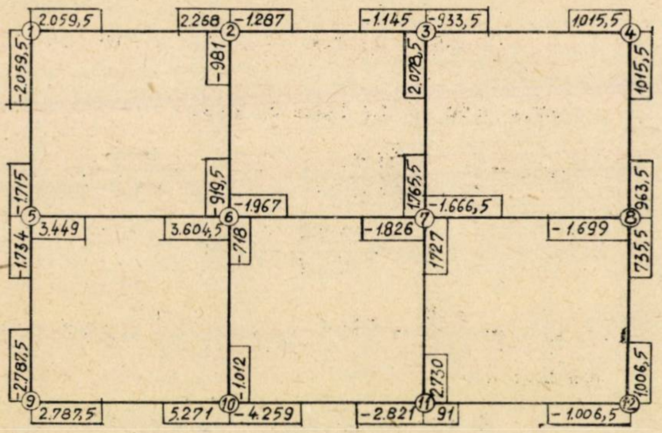
După calculul rigidităților se efectuează echilibrările Cross treapta 1 (fig. 5 a); ordinea de efectuare a echilibrărilor este indicată în aceeași figură.

Momentele dintr-o operație Cross treapta 1 în general produc forțe tăietoare neechilibrate. Pentru verificarea acestor forțe tăietoare, în figura 5 a, s-au însumat momentele pe toate nivelurile orizontale ale unui panou. Sumele acestea sînt arătate sub schema din figura 5 a.

Comparînd aceste momente cu momentele inițiale (care au stat la baza efectuării operațiilor de distorsiune), constatăm că în fiecare panou există o diferență:

în panoul 1 : 20 000 — 16 880 = 3 120 kgm;
în panoul 2 : —13 332—(—12 498)=— 834 kgm;
în panoul 3 : — 6 666—(— 4 394,5)=— 2 271,5 kgm.

Fig. 5 d


2.059,5
2.268
-1287
-1.145
-933,5
1015,5
-2.059,5
-981
2.078,5
1015,5
-1715
919,5
-1967
1765,5
-1.666,5
963,5
3.449
3.604,5
-1826
-1.699
-1734
-718
1727
735,5
2.787,5
-1012
2730
1006,5
2.787,5
5.271
-4.259
-2.821
91
-1.006,5

Pentru ca sistemul să fie în echilibru este necesar să introducem momente egale cu aceste diferențe în fiecare panou.

Aceasta înseamnă de fapt că trebuie efectuată o nouă operație de distorsiune, pornind de la momentele inițiale 3 120 kgm, — 834 kgm, — 2 271,5 kgm.

Această etapă de distorsiune este arătată în figura 5 b.

Rezultatele finale din figura 5 b se repartizează pe cadrul real, proporțional cu rigiditățile barelor (fig. 5 c) și urmează o nouă etapă de calcul Cross treapta 1. Terminînd această operație și însumînd momentele care produc forțe tăietoare se constată că diferențele față de momentele inițiale sînt mici și se poate opri calculul în această fază.

Momentele reale, finale, se obțin însumînd momentele din cele două scheme Cross treapta 1 (fig. 5 a și fig. 5 c).

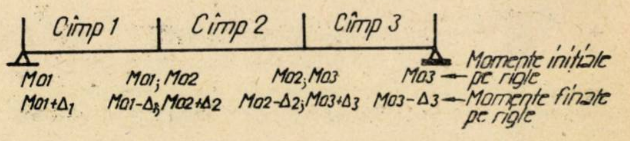
Aceste valori finale sînt redate în figura 5 d.

În ceea ce privește echilibrul cadrului la devierile nodurilor în direcție orizontală, s-au însumat momentele care pot să producă devieri orizontale. Se constată că aceste momente sînt foarte mici, de exemplu pe primul șir de stîlpi avem: $\sum M = -125$ kgm (fig. 5 a), respectiv $\sum M = 74$ kgm la același nivel din figura 5c, deci nu prezintă o importanță practică.

2. GRINZI VIERENDEEL ÎNCĂRCATE CU FORȚE ORIZONTALE

Pentru simplitate, se analizează o grindă Vierendeel, care este încărcată numai cu forțe orizontale. Metoda este aplicabilă și în cazul cînd grinda este încărcată cu forțe orizontale și verticale. Încărcarea grinzii este arătată în figura 7.

Fig. 6. Schema de repartizare a momentelor pe rigle în urma efectuării operațiilor de distorsiune


Cîmp 1
Cîmp 2
Cîmp 3
Mo1
Mo1; Mo2
Mo2; Mo3
Mo3
Momente inițiale pe rigle
Mo1+Δ1
Mo1-Δ1; Mo2+Δ2
Mo2-Δ2; Mo3+Δ3
Mo3-Δ3
Momente finale pe rigle

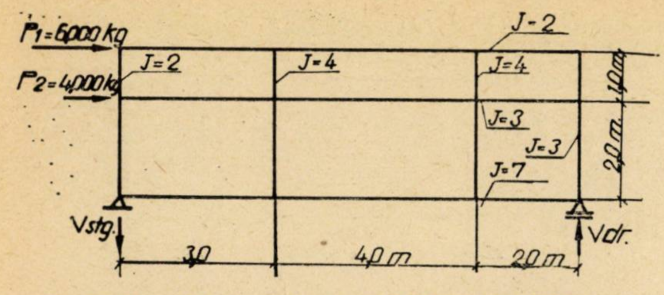

P1=6000 kg
P2=4000 kg
J=2
J=4
J=4
J-2
J=3
J=3
J=7
1,0m
2,0m
Vstg
Vdr
3,0
4,0m
2,0m

Fig. 7. Schema de încărcare și momentele de inerție ale barelor

Mersul calculului este următorul: se calculează momentele de încastrare perfectă inițiale datorită acțiunii forțelor P_1 și P_2 în ipoteza că riglele orizontale nu se deformează și sistemul este încastrat pe linia celor două reazeme. Rezultă următoarele momente:

Pe nivelul superior:

$$M = \frac{P_1 h}{2} = \frac{6\,000 \times 1{,}00}{2} = 3\,000 \text{ kgm.}$$

Pe nivelul inferior:

$$M = \frac{(P_1 + P_2)\, h}{2} = \frac{(6\,000 + 4\,000) \times 2{,}00}{2} =$$

$$= 10\,000 \text{ kgm.}$$

Alcătuim un cadru înlocuitor vertical. Acest cadru înlocuitor are rigiditatea riglelor egală cu suma rigidității riglelor de pe nivelul respectiv, multiplicate cu 12.

Pe acest cadru înlocuitor, cu momentele de încastrare perfectă, calculate mai sus, efectuăm o operație de distorsiune.

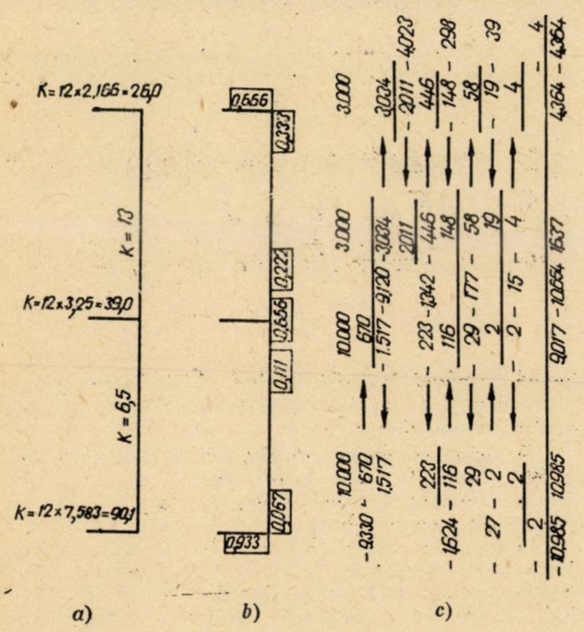
Caracteristicile geometrice ale grinzii din figura 7 sînt aceleași ca cele ale grinzii din figura 1. Rigiditățile absolute și coeficienții de distribuție conform metodei distorsiunilor sînt indicate în figura 8.

În aceeași figură se arată și echilibrarea momentelor după metoda distorsiunilor.

În faza următoare a calculului se trece de la cadrul înlocuitor la cadrul (grindă Vierendeel) real, adică momentele de pe riglele cadrului înlocuitor se repartizează pe riglele cadrului real, proporțional cu rigiditățile riglelor.

Fig. 8

a – rigiditățile cadrului înlocuitor; *b* – coeficienți de distribuție; *c* – operațiuni de echilibrare a momentelor


K=12×2,166=26,0
k=13
K=12×3,25=39,0
k=6,5
K=12×7,583=90,1
0,666
0,333
0,222
0,666
0,111
0,067
0,933
3.000
3034
-2011
446
-148
58
-19
4
-4023
-298
-39
-4
4364
-4364
3.000
-3.034
2011
-446
148
-58
19
-4
10.000
670
-1.517
-9.120
223
-1.342
116
-177
29
2
-15
-2
1637
9017
-10.654
10.000
670
1.517
-9330
223
-1624
116
29
-27
2
2
10985
-10985
a)
b)
c)

Totodată aceste momente se împart cu doi, deoarece momentele de pe rigla cadrului înlocuitor cuprind suma momentelor de la ambele capete ale riglelor. Momentele astfel repartizate sînt indicate în figura 9.

După aceea se însumează momentele pe verticală și se scriu pe cadrul înlocuitor orizontal. Aceste sume sînt arătate tot în figura 9.

În continuare se verifică dacă rigla orizontală înlocuitoare este în echilibru sub influența acestor momente și a momentelor exterioare. Pentru aceasta trebuie să studiem condițiile de echilibru al grinzii Vierendeel în ansamblu.

Pînă la această fază am presupus că sistemul este încastrat pe linia reazemelor. Dar în realitate grinda este fixată numai în două puncte, în dreptul reazemelor. Momentul forțelor orizontale trebuie preluat deci de reacțiile verticale ale celor două reazeme (fig. 7).

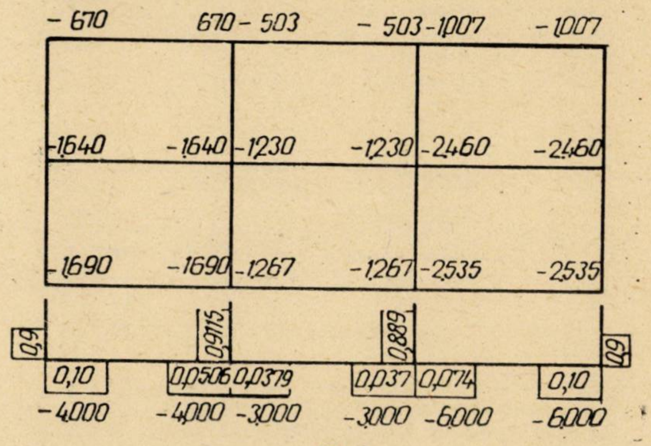

-670
670-503
-503-1,007
-1,007
-1640
-1640
-1230
-1230
-2460
-2460
-1690
-1690
-1267
-1267
-2535
-2535
0,9
0,9115
0,889
0,9
0,10
0,0506
0,0379
0,037
0,074
0,10
-4,000
-4,000
-3,000
-3,000
-6,000
-6,000

Fig. 9

Scriind condiția ca suma momentelor față de reazemul drept să fie egală cu zero rezultă:

$$P_1\,(1{,}0 + 2{,}0) + P_2 \times 2{,}0 - V_{stg}\, l = 0;$$

$$6\,000 \times 3{,}0 + 4\,000 \times 2{,}0 - Vstg\, l = 0$$

$$V_{stg} = \frac{26\,000}{l} = \frac{26\,000}{9} = 2\,888{,}8 \text{ kg},$$

prin urmare $V_{stg} = V_{dr} = 2\,888{,}8$ kg.

Cadrul înlocuitor orizontal se poate trata acum ca o grindă (cu noduri deplasabile) încărcată la cele două capete cu forțele V_{stg} și V_{dr}. Condiția de echilibru a forțelor tăietoare în rigle este îndeplinită dacă în fiecare riglă acționează momentele:

$$M = \frac{T \cdot \lambda}{2} = \frac{V_{stg} \cdot \lambda}{2},$$

unde λ este distanța între două noduri consecutive.

În primul panou avem:

$$M = \frac{T \cdot \lambda}{2} = \frac{2\,888{,}8 \times 3{,}0}{2} = 4\,333 \text{ kgm};$$

în panoul 2: $M = \dfrac{2\,888{,}8 \times 4{,}0}{2} = 5\,777$ kgm;

în panoul 3: $M = \dfrac{2\,888{,}8 \times 2{,}0}{2} = 2\,888{,}8$ kgm.

Ținînd seamă că pe riglele cadrului înlocuitor acționează deja momentele care s-au obținut în faza întîia (fig. 9), nu trebuie să aplicăm momentele calculate mai sus în întregime, ci numai o diferență de momente. În figura 10 se arată valorile acestor momente suplimentare.

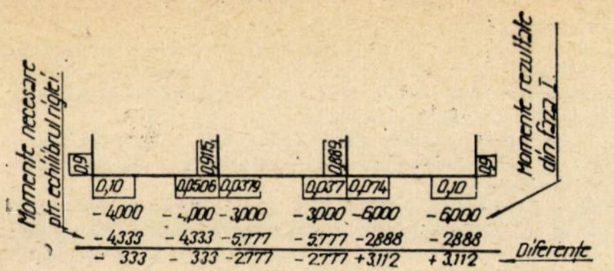

Momente necesare pt. echilibrul riglei
Momente rezultate din faza I
0,10
0,0506
0,0379
0,037
0,074
0,10
-4000
-4000 -3000
-3000 -6000
-6000
-4333
-4333 -5777
-5777 -2888
-2888
-333
-333 -2777
-2777 +3112
+3112
Diferențe

Fig. 10

Efectuăm apoi echilibrarea de distorsiune *numai cu aceste diferențe* deoarece momentele din primul rînd al figurii 10 au rezultat din echilibrarea cadrului în faza I, deci ele sînt în echilibru cu momentele de pe stîlpii cadrului. Singurele momente neechilibrate sînt diferențele.

Echilibrarea s-a efectuat în figura 11.

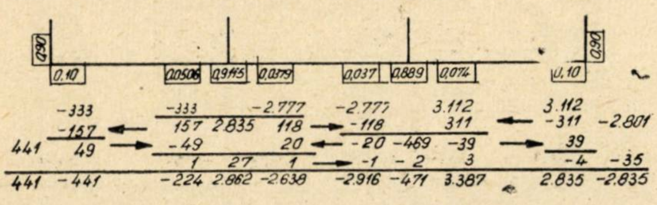

0,90
0,10
0,0506
0,9115
0,0379
0,037
0,889
0,074
0,10
0,90
-333
-157
441
49
441
-441
-333
157
2835
118
-49
1
27
1
-224
2862
-2638
-2777
-2777
-118
20
-20
-469
-39
-1
-2
3
-2916
-471
3387
3112
3112
311
-311
39
-4
-35
2835
-2801
-2835

Fig. 11

Aceste momente conform celor arătate în capitolul 1 nu mai strică echilibrul forțelor tăietoare pe stîlpii verticali.

Așa cum s-a arătat în capitolul 1, suma momentelor de pe stîlpii cadrului este egală cu suma momentelor de pe rigle, deci pentru verificare se pot aduna următoarele momente:

$$441 + 2\,862 - 471 - 2\,835 = -3 \cong 0.$$

Diferența foarte mică este datorită erorilor de calcul numeric. *Grinzile Vierendeel încărcate cu forțe orizontale se pot calcula deci total în două faze*: o echilibrare pe cadrul înlocuitor vertical, apoi una pe cadrul înlocuitor orizontal.

Trebuie să facem observația că, după terminarea acestor etape de distorsiune, se face revenirea de la cadrul înlocuitor la cadrul real, repartizînd momentele de pe barele cadrului înlocuitor pe fiecare bară a cadrului real, proporțional cu rigiditățile acestora.

După aceea urmează echilibrarea nodurilor individuale, printr-o etapă Cross treapta 1. Practic aceasta se efectuează așa cum s-a procedat în exemplul anterior.

În cazul cînd grinda este încărcată cu sarcini orizontale și verticale, prima fază rămîne neschimbată, așa cum s-a descris în acest capitol. Apoi se calculează forțele tăietoare care depind de data aceasta nu numai de forțele orizontale P_1, P_2, ci și de cele verticale. Se schimbă deci valorile reacțiilor V_{stg} și V_{dr}. Pe de altă parte, la calculul momentelor $M = \frac{T\lambda}{2}$, forța tăietoare T se calculează așa cum s-a arătat în capitolul 2, se schimbă deci momentele din rîndul 1 al figurii 10, restul calculului rămîne neschimbat.

3. GRINDA VIERENDEEL ÎNCASTRATĂ LA UN CAPĂT

Din cele expuse mai sus, reiese faptul că grinzile Vierendeel simplu rezemate se comportă similar cu grinzile obișnuite. Reacțiile (pe reazeme) se pot stabili cu aceeași metodă ca la orice grindă simplu rezemată. Forțele tăietoare sînt de asemenea aceleași. În mod similar se pot stabili analogii între grinzile Vierendeel încastrate la un capăt și grinzile obișnuite cu inimă plină încastrate la un capăt.

Să studiem de exemplu grinda din figura 12, care are aceeași formă geometrică și aceleași rigidități ca și grinda din exemplele precedente, dar este încastrată pe reazemul din stînga.

Pentru simplitate am ales ca încărcare o singură forță. Pentru ca această grindă Vierendeel să devină static determinată, îndepărtăm reazemul drept (fig. 13). Grinda se transformă astfel într-un sistem în consolă (de tipul cadrelor multietajate, cu singura deosebire că această consolă este în poziție orizontală).

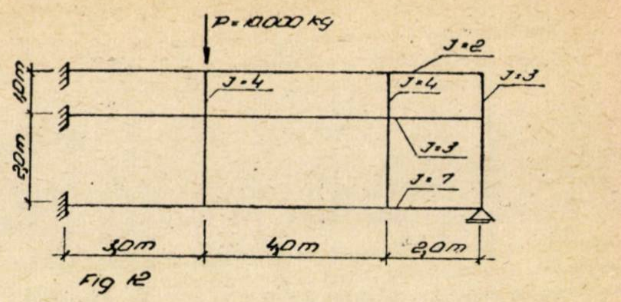

P = 10000 kg
J=2
J=4
J=4
J=3
J=3
J=7
1,0 m
2,0 m
3,0 m
4,0 m
2,0 m
Fig 12

Fig. 12. Schema de încărcare și momentele de inerție ale barelor

Forța $P = 10\,000$ kg produce momentul de încastrare perfectă

$$M = \frac{10\,000 \times 3{,}00}{2} = 15\,000 \text{ kgm.}$$

Pornind de la aceste momente, efectuăm o operație de distorsiune (fig. 14).

Urmează o operație de echilibrare Cross treapta 1, din nou o operație de distorsiune etc., pînă cînd atît momentele pe noduri cît și forțele tăietoare sînt în echilibru. În exemplul de față se redă numai prima etapă de calcul (operațiile de distorsiune).

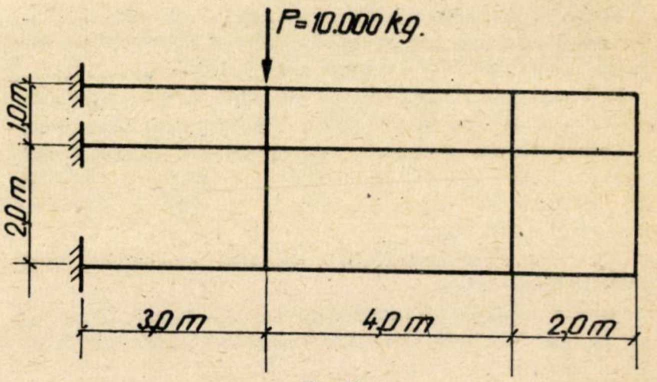

P=10.000 kg.
1,0 m
2,0 m
3,0 m
4,0 m
2,0 m

Fig. 13

După obținerea momentelor echilibrate calculăm deplasarea verticală a capătului consolei. Săgeata grinzii se obține simplu, însumînd devierile de nivel. Devierile sînt în funcție de momentele de pe rigle. Aceste momente se pot descompune în trei componente:

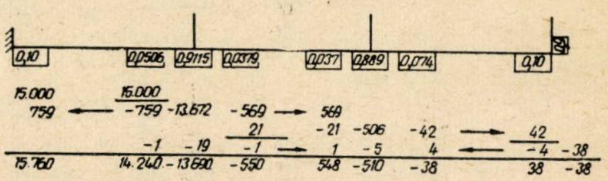

0,10
0,0506
0,9115
0,0379
0,037
0,889
0,074
0,10
15.000
759
15.000
-759
-13.672
-569
569
21
-21
-506
-42
42
-1
-19
-1
1
-5
4
-4
-38
15.760
14.240
-13.690
-550
548
-510
-38
38
-38

Fig. 14

— în momente inițiale M_0 (fig. 15), în convenția Cross de același semn și egale între ele;

— în momente de distorsiune M_d egale, dar de semne contrare;

— în momente rezultate din echilibrări Cross treapta 1.

Aceste momente însă nu produc devieri de noduri, deoarece toate

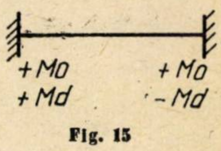


Fig. 15

relațiile acestei etape au fost deduse din condiția ca nodurile să fie fixe.

Prin urmare, săgețile se calculează luînd în considerare numai momentele de pe schemele de distorsiune.

Momentele M_0 produc o deviere fără rotire de nod, care se calculează cu formula

$$\delta_0 = \frac{M_0\, l^2}{6\, E\, J} = \frac{M_0\, l}{6 E k}\,.$$

În general este mai convenabil să se lucreze în loc de deplasări δ_0, cu unghiul ψ_0, care corespunde la această deplasare (numit simplu rotire de nivel sau rotire de bară, spre a se deosebi de rotirile de nod).

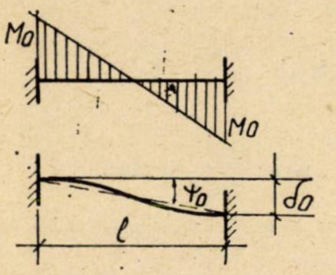


Fig. 16

Rotirea de nivel este egală cu

$$\psi_0 = \frac{\delta_0}{l} = \frac{M_0}{6 E\, k}\,.$$

Momentele de distorsiune M_d sînt constante pe lungimea tronsonului și în convenția clasică de același semn. Ele produc o deviere cu rotire de nod, egală cu

$$\delta_d = \frac{M_d \cdot l^2}{2\, E\, J}\,.$$

Rotirea capătului tronsonului (opusă încastrării) va fi

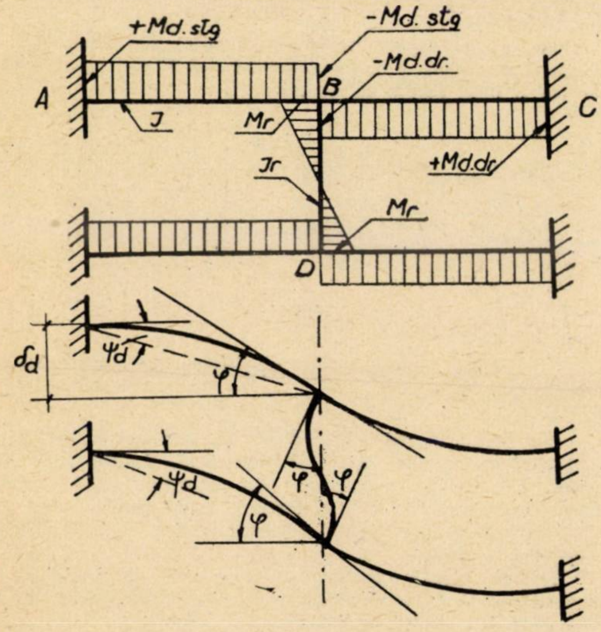
$$\varphi = \frac{M_d \cdot l}{E J}\,.$$

Din compararea ultimelor două relații rezultă:

$$\delta_d = \frac{\varphi \cdot l}{2}\,.$$

Fig. 17

Notă: Md. stg. este momentul de distorsiune pe panoul din stînga nodului B, iar Md. dr. momentul pe panoul din dreapta nodului B



Așa cum se vede din figura 17, momentele M_{dstg} și M_{ddr} produc devieri de același semn (pornind dinspre nodul *A* spre nodul *C*, punctul *B* coboară, iar *C* de asemenea coboară față de punctul *B*), deși ele sînt de semne contrare (M_{dstg} produce tensiune în fibra de sus, $M_{d\,dr}$ în fibra de jos). De aceea, este mai practic ca unghiul φ să se calculeze din deformația barei verticale. Nodul *B* fiind un nod rigid, bara *BD* trebuie să aibă aceeași rotire în *B*, ca și bara *AB* sau *BC*.

Pe de altă parte, știind că momentele M_r sînt egale și de același semn (în convenția Cross), la această variație de momente corespunde rotirea de capăt:

$$\varphi = \frac{M_r \cdot l_r}{12\, E\, J_r}\,.$$

Înlocuind în formula anterioară:

$$\delta_d = \frac{\varphi \cdot l}{2} = \frac{Mr \cdot l_r^2}{24\, EJ_r} = \frac{M_r \cdot l_r}{24\, E\, k_r}\,,$$

iar rotirea de nivel este

$$\psi_d = \frac{\delta_d}{l_r} = \frac{M_r}{24\, E\, k_r}\,.$$

Rotirea de nivel totală este deci

$$\psi = \psi_0 + \psi_d = \frac{M_0}{6k} - \frac{M_r}{24\, k_r}\,.$$

Se poate arăta că formula rămîne valabilă, dacă, în loc de M_0 și M_r referitoare la o bară, se scriu momentele totale (deci chiar momentele cadrului înlocuitor); natural că în acest caz k și k_r trebuie să fie sumele rigidităților k respectiv k_r.

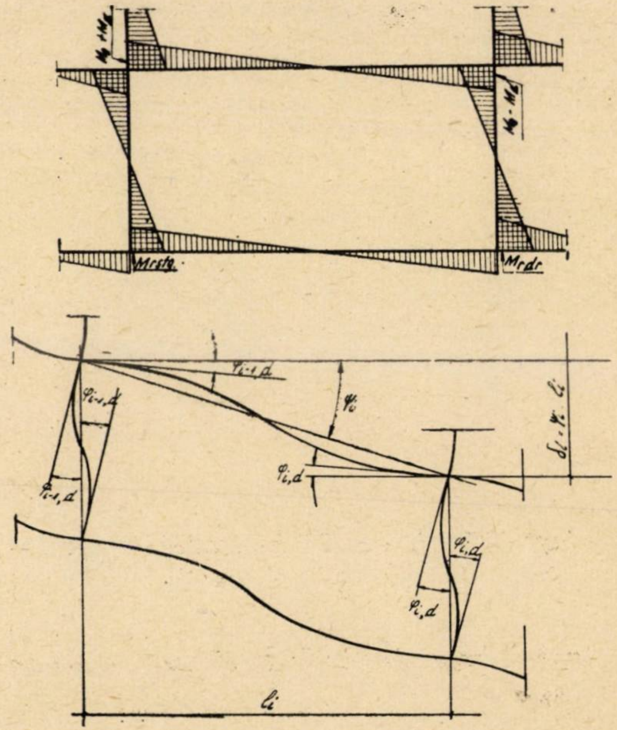
Ținînd seamă că rigiditatea cadrului înlocuitor este $12\, \Sigma k_r$, în formula de mai sus, $24\, k_r$ se înlocuiește cu $2\, k_{dr}$.

Dacă ambele capete ale unui tronson suferă rotire de distorsiune, atunci amîndouă rotirile produc devieri, deci valoarea completă a rotirii de nivel este (fig. 18):

$$\psi = \frac{M_0}{6\, Ek} - \frac{M_{r\,stg}}{2\, E\, k_d} - \frac{M_{r\,dr}}{2E\, k_d}\,.$$

În această relație toate momentele (M_0, $M_{r\,stg}$, $M_{r\,dr}$) trebuie luate algebric, deci dacă $M_{r\,stg}$ este negativ, rotirea ψ_d produsă de el este pozitivă.

Fig. 18



Rotirile de nivel (de panou) vor fi deci :

$$E\psi_1 = \frac{15\,000}{6\times 4{,}0} + \frac{13\,690}{2\times 72} = 625 + 95 = 720$$

$$E\psi_2 = \frac{13\,690}{2\times 72} + \frac{510}{2\times 72} = 95 + 3{,}5 = 98{,}5$$

$$E\psi_3 = \frac{510}{2\times 72} + \frac{38}{2\times 54} = 3{,}5 + 0{,}35 = 3{,}85.$$

(Rotirile ψ sînt multiplicate cu E).

Devierile de nivel (panou) sînt :

$$E\delta_1 = E\psi_1 l_1 = 720 \times 3{,}0 = 2\,160\,;$$

$$E\delta_2 = E\psi_2 l_2 = 98{,}5 \times 4{,}0 = 394{,}0\,;$$

$$E\delta_3 = E\psi_3 l_3 = 3{,}85 \times 2 = 7{,}7.$$

Deplasarea totală a capătului consolei va fi :

$$E\delta = E(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) = 2\,160 + 394 + 7{,}7 = 2\,561{,}7.$$

Pentru ca deplasarea la capătul consolei să se anuleze trebuie să apară o deplasare de sens contrar, datorită efectului reacției din reazemul drept.

Aplicăm o forță unitară la capătul consolei. Se calculează apoi momentele, iar în funcție de ele deplasările la capătul consolei.

Momentele inițiale datorită forței unitare sînt :

în panoul 1

$$M = -\frac{3{,}00 \times 1\,000}{2} = -1\,500 \text{ kgm}\,;$$

în panoul 2

$$M = -\frac{4{,}00 \times 1\,000}{2} = -2\,000 \text{ kgm}\,;$$

în panoul 3

$$M = -\frac{2{,}00 \times 1\,000}{2} = -1\,000 \text{ kgm}.$$

Cu aceste momente inițiale se efectuează operațiile de distorsiune din figura 19.

Etapa de distorsiune este urmată de revenirea la cadrul real și efectuarea etapei Cross treapta 1. Această etapă de calcul nu se redă aici fiind un procedeu cu totul obișnuit.

În cele ce urmează, se calculează deplasările, pe baza momentelor de distorsiune din figura 19. Se presupune că nu este necesară încă o etapă de distorsiune, iar momentele Cross treapta 1 nu produc săgeți așa cum am arătat mai sus.

Fig. 19

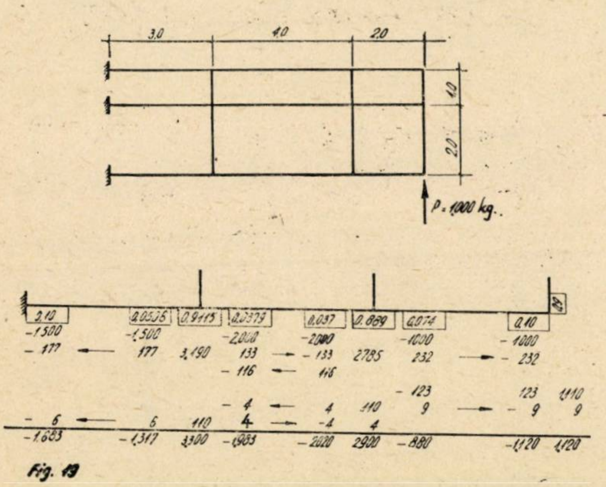

3,0
4,0
2,0
4,0
2,0
P=1000 kg.
0,10
0,0506
0,9115
0,0379
0,037
0,869
0,074
0,10
-1500
-1,500
-2,000
-2000
-1000
-1000
-177
177
3,190
133
-133
2785
232
-232
-116
116
-123
123
1,110
-4
4
110
9
-9
9
-6
6
110
4
-4
4
-1,683
-1,317
3,300
-1,983
-2020
2900
-880
-1,120
1,120

Fig. 19

Rotirile de nivel și săgețile sînt :

$$E\psi_1 = -\frac{1\,500}{6\times 4} - \frac{3\,300}{24\times 6} = -85{,}40$$

$$E\psi_2 = -\frac{2\,000}{6\times 3} - \frac{3\,300}{24\times 6} - \frac{2\,900}{24\times 6} = -154$$

$$E\psi_3 = -\frac{1\,000}{6\times 6} - \frac{2\,900}{24\times 6} - \frac{1\,120}{24\times 4{,}5} = -61{,}05$$

$$E\delta_1 = -85{,}4\times 3{,}0 = -256{,}2\,;\ E\delta_2 = -154\times 4{,}0 = -616$$

$$E\delta_3 = -61{,}05\times 2{,}0 = -122{,}1$$

$$E\delta_{tot} = -256{,}2 - 616 - 122{,}1 = -994{,}3.$$

Valoarea reacției se determină scriind condiția ca deplasarea pe reazem să fie nulă

$$2561{,}7 - 994{,}3\,X = 0$$

$$X = \frac{2\,561{,}7}{994{,}3} = 2{,}57.$$

Reacția este deci de 2,57 ori mai mare decît s-a presupus, adică $2{,}57 \times 1\,000 = 2\,570$ kg.

Momentele efective se obțin din însumarea celor două ipoteze :

— din efectul forței $P = 10\,000$ kg

— din efectul reacției $V_{dr} = 2\,570$ kg.

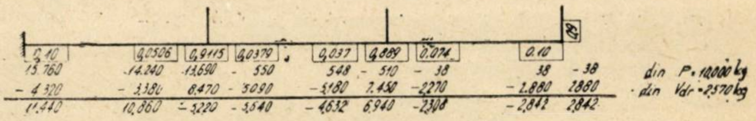

0,10
0,0506
0,9115
0,0379
0,037
0,869
0,074
0,10
15.760
-14.240
-13,690
-550
548
-510
-38
38
-38
din P=10000 kg
-4 320
-3,380
8.470
-5090
-5,180
7.450
-2270
-2.880
2880
din Vdr=2570 kg
11.440
10,860
-5,220
-5,540
-4,632
6,940
-2308
-2,842
2,842

Fig. 20

Însumarea ipotezelor se vede în figura 20, unde s-a redat schematic numai însumarea momentelor de distorsiune. Pentru cadrul real se vor suprapune și momentele rezultate din echilibrarea Cross treapta 1.

4. GRINDA VIERENDEEL ÎNCASTRATĂ LA AMBELE CAPETE

Problema se rezolvă la fel ca în cazul precedent. Singura deosebire constă în modul de tratare a capătului consolei. Se presupune că (conform sistemului de bază din fig. 21) grinda Vierendeel este încastrată pe reazemul stîng, în timp ce capătul din dreapta al consolei este liber, fără ca barele să se rotească. Deci ultimului nod al cadrului înlocuitor nu îi dăm rotire de distorsiune.

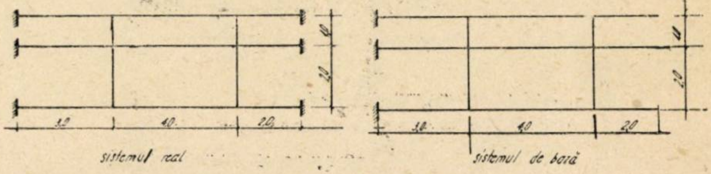

3,0
4,0
2,0
2,0
sistemul real
sistemul de bază

Fig. 21

5. GRINDA CONTINUĂ VIERENDEEL CU DOUĂ DESCHIDERI

S-a arătat în primele capitole că metoda distorsiunilor se aplica la calculul grinzilor Vierendeel, simplu rezemate, simplu și dublu încastrate, prin stabilirea unei analogii între grinzile Vierendeel și grinzile cu inimă plină.

O analogie similară se poate stabili și în cazul grinzilor Vierendeel continue.

Trebuie menționat însă că la calculul deplasărilor, în acest caz, față de deplasările unei grinzi încastrate, trebuie ținut seamă și de rotirea sistemului în ansamblu.

În exemplul de calcul ce urmează, se arată cum se determină această rotire.

Se vor calcula cu metoda distorsiunilor momentele în barele grinzii Vierendeel din figura 22.

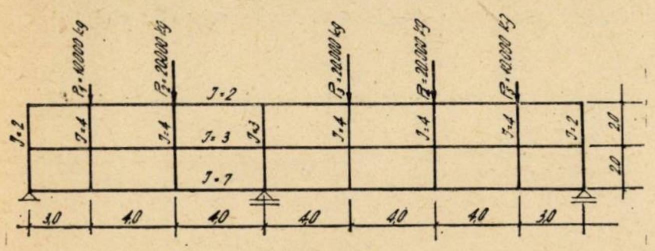


Fig. 22

Rigiditățile absolute ale barelor, rigiditățile absolute ale cadrului înlocuitor și rigiditățile de distorsiune sînt indicate în figura 23.

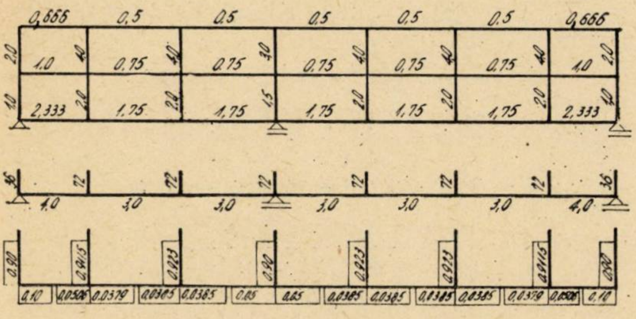


Fig. 23

Grinda Vierendeel din figura 22 se poate asimila cu o grindă cu inimă plină cu două deschideri. Această grindă, la rîndul ei, se poate reduce la un sistem de bază static determinat, de exemplu la o grindă simplu rezemată, dacă se îndepărtează reazemul de mijloc. Datorită desființării reazemului de mijloc, în dreptul reazemului apare săgeata δ_0.

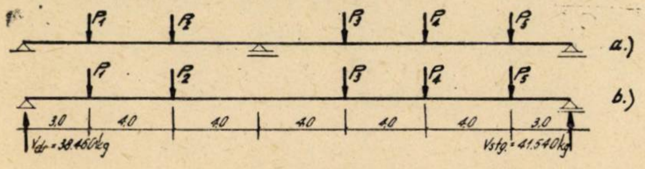


Fig. 24

Pentru a reduce această săgeată la zero se introduce reacția necunoscută X, care va produce o deplasare de sens contrar. Condiția ca în dreptul reazemului săgeata să fie nulă ne conduce la ecuația

$$\delta_0 + \delta_{11} X = 0$$

unde

δ_0 este săgeata în dreptul reazemului, în ipoteza din figura 24 b;

δ_{11} — săgeata aceluiași punct datorită unei forțe unitare $X = 1$, aplicată în dreptul reazemului.

În figura 24 b, s-au indicat și valorile reacțiilor. Forțele exterioare fiind astfel cunoscute, redăm mai jos valorile forțelor tăietoare și ale momentelor inițiale:

$$\text{panoul 1}: T_1 = V = 38\,460 \text{ kg}; M_1 = \frac{T_1 \cdot l_1}{2} = \frac{38\,460 \times 3{,}0}{2} = 57\,690 \text{ kgm};$$

$$\text{panoul 2}: T_2 = V - P_1 = 28\,460 \text{ kg}; M_2 = \frac{T_2 \cdot l_2}{2} = \frac{28\,460 \times 4{,}0}{2} = 56\,920 \text{ kgm};$$

$$\text{panoul 3}: T_3 = V - P_1 - P_2 = 8\,460 \text{ kg}; M_3 = \frac{T_3 \cdot l_3}{2} = \frac{8\,460 \times 4{,}0}{2} = 16\,920 \text{ kgm};$$

$$\text{panoul 4}: T_4 = V - P_1 - P_2 = 8\,460 \text{ kg}; M_4 = \frac{8\,460 \times 4{,}0}{2} = 16\,920 \text{ kgm};$$

$$\text{panoul 5}: T_5 = V - P_1 - P_2 - P_3 = -11\,540 \text{ kg};$$

$$M_5 = -\frac{11\,540 \times 4{,}0}{2} = -23\,080 \text{ kgm};$$

$$\text{panoul 6}: T_6 = V - P_1 - P_2 - P_3 - P_4 = -31\,540 \text{ kg};$$

$$M_6 = -\frac{31\,540 \times 4{,}0}{2} = -63\,080 \text{ kgm};$$

$$\text{panoul 7}: T_7 = V - P_1 - P_2 - P_3 - P_4 - P_5 = -41\,540 \text{ kg};$$

$$M_7 = -\frac{41\,540 \times 3{,}0}{2} = -62\,310 \text{ kgm}.$$

Cu aceste valori inițiale se efectuează echilibrările de distorsiune din figura 25.

După terminarea tuturor echilibrărilor necesare (etape de distorsiune plus etape de corecție Cross treapta 1, necesare), urmează calculul deplasărilor. Deplasările se pot calcula, pornind din reazemul stîng sau drept. Vom porni din reazemul stîng. Se presupune la început că grinda Vierendeel este încastrată în reazemul stîng.

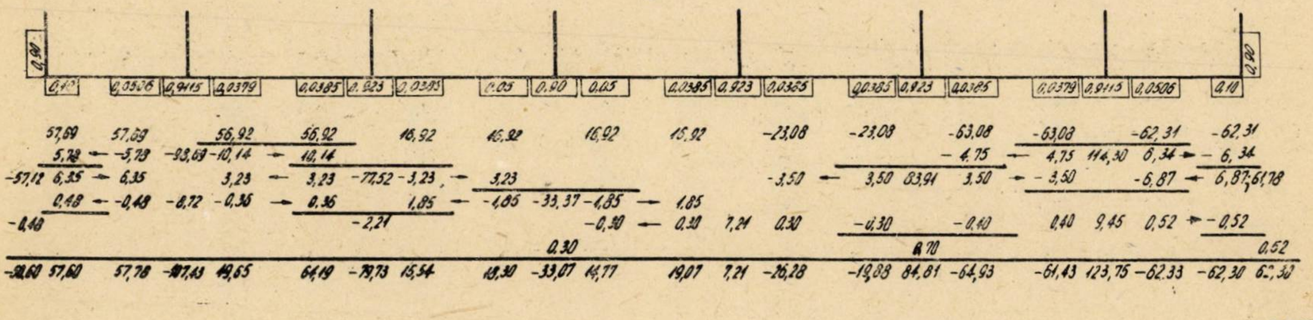
Pe baza formulelor stabilite la capitolul 3 avem:

$$E\psi_1 = \frac{57\,690}{6 \times 4{,}0} + \frac{57\,600}{2 \times 36{,}0} + \frac{107\,430}{2 \times 72} = 2\,403 + 800 + 746 = 3\,950$$

$$E\psi_2 = \frac{56\,920}{6 \times 3{,}0} + \frac{107\,430}{2 \times 72} + \frac{79\,730}{2 \times 72} = 3\,162 + 746 + 553 = 4\,461$$

$$E\psi_3 = \frac{16\,920}{6 \times 3{,}0} + \frac{79\,730}{2 \times 72} + \frac{33\,070}{2 \times 54} = 940 + 553 + 306 = 1\,800$$

Fig. 25



$$E\psi_4 = \frac{16\,920}{6 \times 3{,}0} + \frac{33\,070}{2 \times 54} - \frac{7\,210}{2 \times 72} = 940 +$$

$$+ 306 - 50 = 1\,196$$

$$E\psi_5 = - \frac{23\,080}{6 \times 3{,}0} - \frac{7\,210}{2 \times 72} - \frac{84\,810}{2 \times 72} =$$

$$= - 1\,287 - 50 - 589 = - 1\,926$$

$$E\psi_6 = - \frac{63\,080}{6 \times 3{,}0} - \frac{84\,810}{2 \times 72} - \frac{123\,750}{2 \times 72} =$$

$$= - 3\,504 - 589 - 860 = - 4\,953$$

$$E\psi_7 = - \frac{62\,310}{6 \times 4{,}0} - \frac{123\,750}{2 \times 72} - \frac{62\,300}{2 \times 36} =$$

$$= - 2\,595 - 860 - 865 = - 4\,320$$

$$E\delta_1 = E\psi_1 l_1 = 3\,950 \times 3{,}0 = 11\,850\,; E\delta_2 = E\psi_2 l_2 =$$
$$= 4\,461 + 4{,}0 = 17\,844\,; E\delta_3 = E\psi_3 l_3 = 1\,800 \times 4{,}0 =$$
$$= 7\,200$$

$$E\delta_4 = E\psi_4 l_4 = 1\,196 \times 4{,}0 = 4\,784\,; E\delta_5 = E\psi_5 . l_5 =$$
$$= - 1\,926 \times 4{,}0 = - 7\,704\,;\; E\delta_6 = E\psi_6\, l_6 =$$
$$= - 4\,953 \times 4{,}0 = - 19\,812$$

$$E\delta_7 = E\psi_7 l_7 = - 4\,320 \times 3{,}0 = - 12\,960.$$

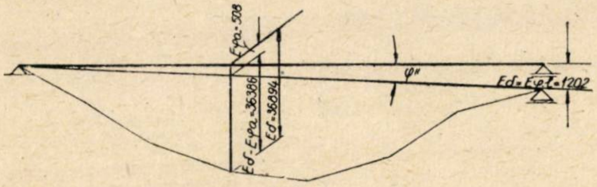
Prin însumare rezultă:
la reazemul din dreapta

$$E\delta = E(\delta_1 + \delta_2 + \ldots + \delta_7) = 11\,850 + 17\,844 + \ldots$$
$$- 12\,960 = 41\,678 - 40\,476 = 1\,202$$

în dreptul reazemului intermediar

$$E\delta = E(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) = 11\,850 + 17\,844 + 7\,200 =$$
$$= 36\,894.$$

Din calcul rezultă o deplasare egală cu 1 202 pentru reazemul drept. Avînd în vedere că acest lucru nu este posibil, ajungem la concluzia că toată grinda trebuie să se rotească în jurul reazemului stîng, astfel ca deplasarea în dreptul reazemului drept să fie nulă. Din această condiție calculăm unghiul de rotire pentru sistemul în ansamblu (fig. 26):



Eφa=508
Eδ-Eφa=36386
Eδ=36894
φ''
Eδ=Eφl=1202

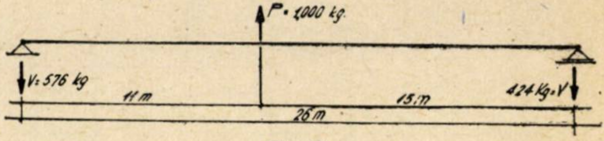
Fig. 26

$$E\varphi \cdot l = 1\,202\,; E\varphi = \frac{1\,202}{l} = \frac{1\,202}{26} = 46{,}2.$$

Deplasarea efectivă în dreptul rezemului intermediar, ținînd seama și de rotire, va fi:

$$E\delta = 36\,894 - 46{,}2\,(3{,}0 + 4{,}0 + 4{,}0) = 36\,894 - 508 =$$
$$= 36\,386.$$

Pentru a determina deplasările datorită reacțiunii intermediare, încărcăm grinda cu o forță unitară (fig. 27).



P=1000 kg
V=576 kg
11 m
15 m
26 m
424 kg=V

Fig. 27

Forțele tăietoare și momentele inițiale se calculează așa cum s-a arătat mai sus. Redăm numai efectuarea operațiilor de distorsiune în figura 28 și calculul săgeților (fără să mai redăm calculul momentelor inițiale; de asemenea renunțăm la prezentarea fazelor Cross treapta 1 etc.).

$$E\psi_1 = - \frac{864}{6 \times 4} - \frac{878}{2 \times 36} - \frac{2\,011}{2 \times 72} =$$
$$= - 36{,}2 - 12{,}19 - 13{,}96 = - 62{,}35$$

$$E\psi_2 = - \frac{1\,152}{6 \times 3} - \frac{2\,011}{2 \times 72} - \frac{2\,212}{2 \times 72} =$$
$$= - 64{,}00 - 13{,}96 - 15{,}36 = - 93{,}32$$

$$E\psi_3 = - \frac{1\,152}{6 \times 3} - \frac{2\,212}{2 \times 72} - \frac{297}{2 \times 54} =$$
$$= - 64{,}00 - 15{,}36 - 2{,}75 = - 82{,}11$$

$$E\psi_4 = \frac{848}{6 \times 3} - \frac{297}{2 \times 54} + \frac{1\,614}{2 \times 72} =$$
$$= 47{,}11 - 2{,}75 + 11{,}20 = 55{,}56$$

$$E\psi_5 = \frac{848}{6 \times 3} + \frac{1\,614}{2 \times 72} + \frac{1\,683}{2 \times 72} =$$
$$= 47{,}11 + 11{,}20 + 11{,}68 = 70{,}00$$

$$E\psi_6 = \frac{848}{6 \times 3} + \frac{1\,683}{2 \times 72} + \frac{1\,481}{2 \times 72} = 47{,}11 +$$
$$+ 11{,}68 + 10{,}29 = 69{,}08$$

$$E\psi_7 = \frac{636}{6 \times 4} + \frac{1\,481}{2 \times 72} + \frac{647}{2 \times 36} = 26{,}50 +$$
$$+ 10{,}29 + 8{,}98 = 45{,}77$$

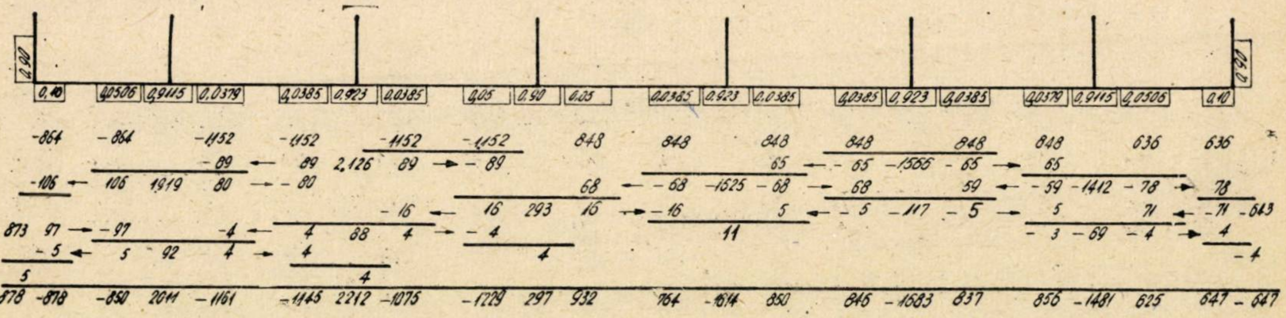
$$E\delta_1 = - 62{,}35 \times 3{,}0 = - 187{,}05\,; E\delta_2 = - 93{,}32 \times 4{,}0 =$$
$$= - 373{,}28\,;\; E\delta_3 = - 82{,}11 \times 4{,}0 = - 328{,}44\,;$$

$$E\delta_4 = 55{,}56 \times 4{,}0 = 222{,}24\,; E\delta_5 = 70{,}0 \times 4{,}0 = 280\,;$$
$$E\delta_6 = 69{,}08 \times 4{,}0 = 276{,}32$$

$$E\delta_7 = 45{,}77 \times 3{,}0 = 137{,}31\,;$$

$$E\delta_{tot} = 27{,}10\,; E\varphi = \frac{27{,}10}{26} = 1{,}04\,;$$

Fig. 28



0,90
0,10
0,0506
0,9115
0,0379
0,0385
0,923
0,0385
0,05
0,90
0,05
0,0385
0,923
0,0385
0,0385
0,923
0,0385
0,0379
0,9115
0,0506
0,10
0,90
-864 -864 -1152 -1152 -1152 -1152 848 848 848 848 848 848 636 636
-89 89 2,126 89 -89 65 -65 -1566 -65 65
-106 106 1919 80 -80 68 -68 -1525 -68 68 59 -59 -1412 -78 78
-16 16 293 16 -16 5 -5 -117 -5 5 71 -71 -643
873 97 -97 -4 4 88 4 -4 11 -3 -69 -4 4
-5 5 92 4 4 4 -4
5 4
878 -878 -850 2011 -1161 -1145 2212 -1075 -1229 297 932 764 -1614 850 846 -1683 837 856 -1481 625 647 -647

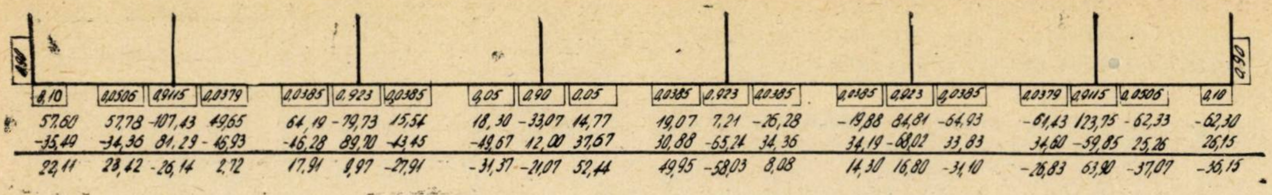

0,10
0,0506 0,9115 0,0379
0,0385 0,923 0,0385
0,05 0,90 0,05
0,0385 0,923 0,0385
0,0385 0,923 0,0385
0,0379 0,9115 0,0506
0,10
0,90
57,60 57,78 -107,43 49,65 64,19 -79,73 15,54 18,30 -33,07 14,77 19,07 7,21 -26,28 -19,88 84,81 -64,93 -61,43 123,75 -62,33 -62,30
-35,49 -34,36 81,29 -46,93 -46,28 89,70 -43,45 -49,67 12,00 37,67 30,88 -65,24 34,36 34,19 -68,02 33,83 34,60 -59,85 25,26 26,15
22,11 23,42 -26,14 2,72 17,91 9,97 -27,91 -31,37 -21,07 52,44 49,95 -58,03 8,08 14,30 16,80 -31,10 -26,83 63,90 -37,07 -36,15

Fig. 29

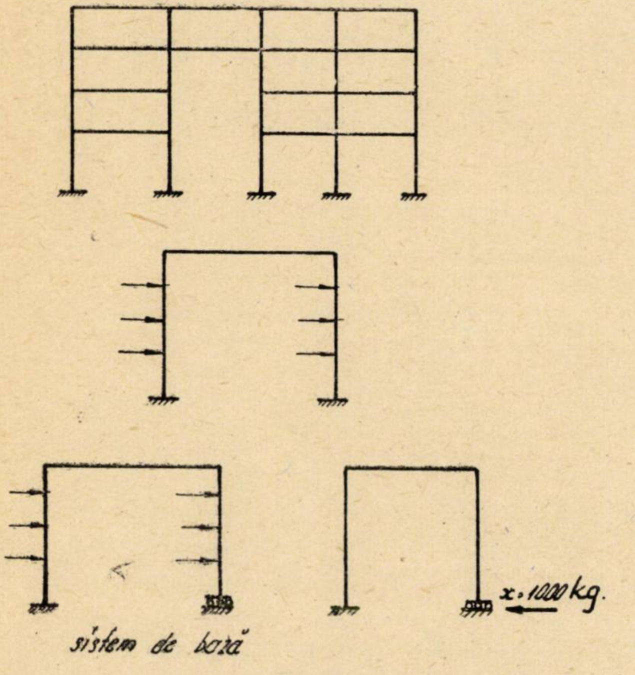

x=1000kg
sistem de bază

Fig. 30

$E\delta_{11} = -187,05 - 373,28 - 328,44 - 1,04 \times 11,0 =$
$= -900,21.$

Ecuaţia de compatibilitate a reazemului intermediar este:

$$36\,386 - 900,21\,X = 0\,;\; X = \frac{36\,386}{900,21} = 40,42.$$

Reacţia va fi egală cu:

$$40,42 \times 1\,000 = 40\,420 \text{ kg}.$$

Momentele efective se obţin prin suprapunerea efectelor: a momentelor din sistemul de bază şi a momentelor datorită forţei $X = 1\,000$ kg, multiplicate cu 40, 42. Acest calcul se vede în figura 29 (momentele din figura 29 cuprind numai efectul distorsiunilor. Pentru cadrul real, la momentele pe noduri trebuie suprapuse şi efectele echilibrărilor Cross treapta 1).

6. APLICAŢII LA CADRE PORTAL

Metoda se poate folosi şi pentru calculul cadrelor în formă de portal (fig. 30). Aceste cadre se pot asimila cu un cadru dublu încastrat format din bare obişnuite, de secţiune plină.

Sistemul de bază se obţine presupunînd că unul dintre reazeme este deplasabil, deci se comportă ca un cadru în consolă.

Apoi pentru a desfiinţa această deplasare se introduce în dreptul reazemului respectiv o forţă unitară.

Forţa reală din reazem se determină înmulţind această forţă cu un coeficient *k*, astfel ca deplasarea reazemului să se anuleze.

Bibliografie

[1] Csonka P. : *Une contribution a la simplification de la methode de Hardy Cross.* „Technique Moderne de Construction" Nr. 3, 1952.
[2] Mazilu P. : *Statica construcţiilor* vol. II Bucureşti, Editura Tehnică, 1959.
[3] Scarlat A. : *Statica construcţiilor. Structuri static nedeterminate* vol. II. Bucureşti, Editura Didactică şi Pedagogică, 1965.

Calculul conlucrării construcţiilor în cadre de beton armat cu terenul de fundaţii

Ing. E. Keintzel
D.S.A.P.C. – Braşov

În STAS 3300–66 [1] se prescrie verificarea prin calcul a diferenţelor de tasare între fundaţiile stîlpilor unei construcţii în cadre. Această verificare se face de multe ori în mod simplist, fără a ţine seamă de conlucrarea construcţiei cu terenul de fundaţii. Din acest calcul simplist rezultă însă diferenţe de tasare exagerate, pentru reducerea cărora proiectanţii adoptă uneori soluţii de fundare costisitoare, ducînd la un consum ridicat de oţel-beton.

Pentru eliminarea acestui neajuns se indică în cele ce urmează un procedeu simplu pentru considerarea în calcul a conlucrării construcţiilor în cadre de beton armat cu terenul de fundaţii, relaţiile deduse servind atît pentru calculul diferenţelor de tasare cît şi pentru calculul eforturilor suplimentare, ce apar în construcţie datorită acestor diferenţe de tasare.

1. CALCULUL CONLUCRĂRII CONSTRUCŢIEI CU TERENUL DE FUNDAŢIE, FĂRĂ CONSIDERAREA INFLUENŢEI CURGERII LENTE A BETONULUI

Considerăm un cadru simetric, avînd două sau trei deschideri (fig. 1a, 2a). Presupunem că fundaţiile stîlpilor centrali au tasări mai mari decît fundaţiile stîlpilor laterali, diferenţa de tasare fiind δ. Datorită diferenţei de tasare δ, reacţiunea terenului sub fundaţiile stîlpilor centrali se micşorează cu cantitatea X, forţa X fiind transmisă prin intermediul construcţiei asupra fundaţiilor stîlpilor laterali (fig. 1 b, 2 b).

Diferenţa de tasare se poate exprima ca atare sub forma

$$\delta = \alpha - \beta X, \tag{1}$$

unde valorile α şi β se determină în funcţie de reacţiile iniţiale P_1, P_2, de dimensiunile în plan ale fundaţiilor şi de proprietăţile de deformare ale terenului de fundaţii.

Exprimînd diferenţa de tasare δ în funcţie de presiunile p_1, p_2 sub tălpile de fundaţie A_1, A_2 printr-o relaţie de forma

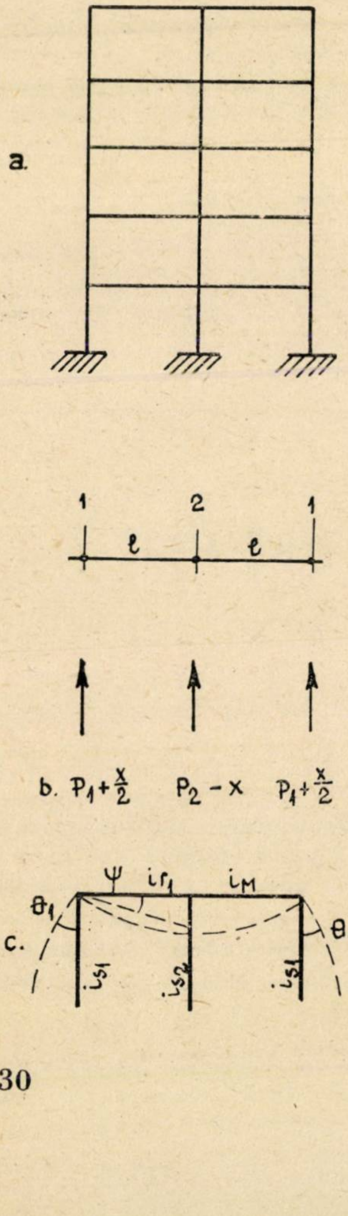
$$\delta = ap_2 - bp_1,$$

introducînd

$$p_1 = \frac{P_1 + 0{,}5\,X}{A_1}, \quad p_2 = \frac{P_2 - X}{A_2}$$

şi egalînd expresia obţinută cu expresia (1), valorile α şi β se determină prin identificarea coeficienţilor.

Fig. 1



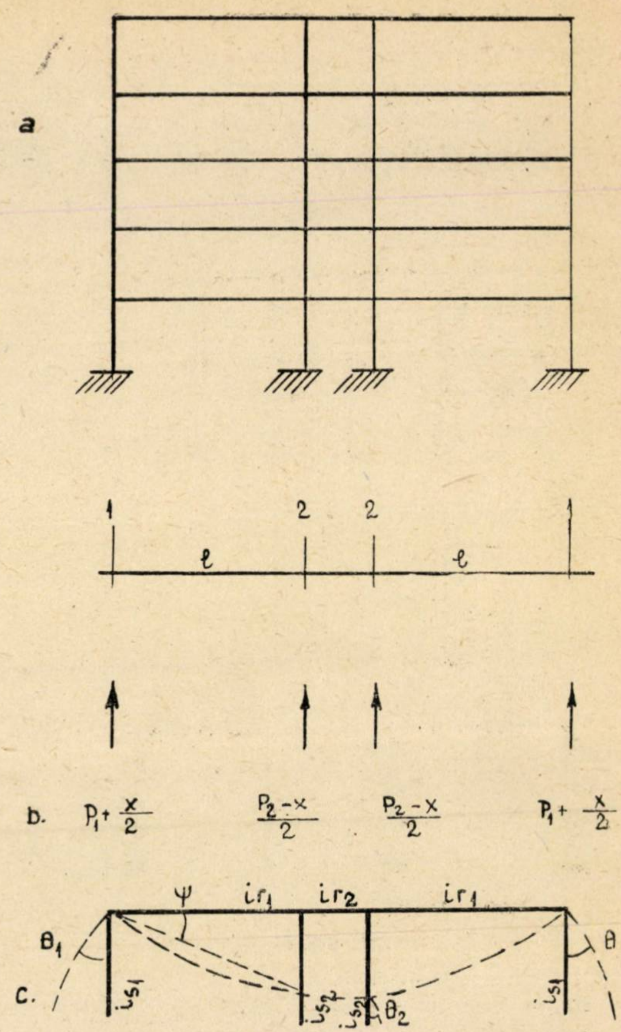


Fig. 2

Pentru a considera conlucrarea între construcţie şi terenul de fundaţii, diferenţa de tasare δ se exprimă şi sub forma

$$\delta = \gamma X, \tag{2}$$

γ depinzînd de rigidităţile riglelor şi stîlpilor de cadru.

S-a arătat în [5] că deplasările nodurilor unui cadru etajat se pot calcula în mod avantajos, reducînd cadrul real la un cadru înlocuitor echivalent, ce se poate trata prin distorsiuni. Pentru a aplica acest procedeu şi la calculul coeficientului γ, cadrele reale din figurile 1a, 2a se reduc la cadrele înlocuitoare din figurile 1c, 2c. Rigiditatea unei rigle a cadrului înlocuitor este egală cu suma rigidităţilor tuturor riglelor cadrului real din deschiderea respectivă, iar rigiditatea unui capăt de stîlp al cadrului înlocuitor este egală cu suma rigidităţilor capetelor tuturor stîlpilor de pe verticala respectivă (adică cu dublul sumei rigidităţilor stîlpilor respectivi).

Notînd cu I_r, I_s momentul de inerţie al unei rigle, respectiv al unui stîlp şi cu l, h lungimile elementelor respective, avem deci

$$i_{rj} = \sum_j \frac{I_r}{l}, \quad i_{sk} = 2\sum_k \frac{I_s}{h},$$

sumele fiind extinse la toate riglele din deschiderea j, respectiv la toţi stîlpii de pe verticala k.

Cu notațiile din figurile 1c, 2c, ecuațiile distorsiunilor θ_1, θ_2 (ecuațiile 23 din [2]) sînt:
— pentru cadrul cu două deschideri:

$$(i_{r1} + 6i_{s1})\,\theta_1 = \frac{lX}{4E} \tag{3}$$

$$\theta_2 = 0$$

— pentru cadrul cu trei deschideri:

$$(i_{r1} + 6\,i_{s1})\,\theta_1 - i_{r1}\,\theta_2 = \frac{lX}{4E} \tag{4}$$

$$-\,i_{r1}\,\theta_1 + (i_{r1} + 6i_{s1} + i_{r2})\,\theta_2 + i_{r2}\,\theta_2 = \frac{lX}{4E}. \tag{5}$$

Din rezolvarea ecuațiilor (3) sau (4), (5), rezultă:

$$\theta_1 = C_1\,X, \theta_2 = C_2\,X.$$

Unghiul de înclinare al riglei cadrului înlocuitor este după [5]

$$\psi = \frac{l\,X}{24\,E\,i_{r1}} + \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}.$$

Deoarece $\delta = l\psi$, rezultă

$$\gamma = l\left(\frac{l}{24\,E\,i_{r1}} + \frac{C_1 + C_2}{2}\right). \tag{6}$$

Dacă calculul se face în stadiul II, ținînd seamă de influența fisurării asupra rigidităților, adică dacă, la calculul valorii γ, în locul produselor EI, se consideră de exemplu rigiditățile K, calculate după normativul P8—62 pct. 5.5, în expresia acestor rigidități nu se va introduce influența curgerii lente, modul de considerare a acestui efect pentru cazul tratat de noi fiind arătat la punctul 2.

Notînd în cele ce urmează cu X_0 valoarea forței X, calculată fără considerarea influenței curgerii lente a betonului, și cu $X(\varphi)$ valoarea forței X, calculată cu considerarea acestei influențe, și punînd condiția egalității expresiilor (1) și (2), rezultă:

$$X_0 = \frac{\alpha}{\gamma + \beta}, \tag{7}$$

iar diferența de tasare δ se calculează din expresia (1), în care se introduce X_0.

2. INFLUENȚA CURGERII LENTE A BETONULUI

Pentru a determina influența curgerii lente a betonului asupra cantității X se recomandă în [3], [4], [6], [7], [8], ca valoarea X_0 să se reducă în cazul unui teren necoeziv, după Dischinger, la

$$X(\varphi) = X_0\,e^{-\varphi}, \tag{8}$$

iar în cazul unui teren coeziv, după Leonhardt, la

$$X(\varphi) = X_0\,\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}, \tag{9}$$

φ reprezentînd valoarea finală a caracteristicii curgerii lente.

Deoarece în cazul unei construcții lucrînd în stadiul II curgerea lentă se manifestă numai în zona comprimată, influența acestui fenomen se reduce față de cazul lucrului în stadiul I, cînd curgerea lentă se manifestă pe toată secțiunea elementului. După cum a arătat H. Mayer [9] [10], se poate ține seamă de această reducere în mod aproximativ, înmulțind în cazul calculului în stadiul II caracteristica φ cu factorul

$$\frac{0{,}85}{1 + \mu'/\mu}\sqrt{\frac{E_a}{E_b}\mu},$$

E_a, E_b reprezentînd modulii de elasticitate ai armăturii și ai betonului, iar μ, μ' coeficienții de armare ai zonei comprimate a secțiunii.

La deducerea relațiilor (8) și (9) s-a presupus că forța X_0 se datorește unei diferențe de tasare date. În realitate, diferența de tasare depinde însă, conform relației (1), și de forța X și ca atare de variația acestei forțe sub influența curgerii lente. În cele ce urmează se deduc expresii pentru $X(\varphi)$ ce țin seamă și de această interdependență. După cum rezultă dintr-un exemplu de calcul, valorile $X(\varphi)$, astfel calculate, pot fi sensibil mai mari decît cele calculate cu ajutorul relațiilor (8), (9).

2.1. Teren necoeziv. Tasarea se produce în timp scurt.

Dacă caracteristica de curgere lentă $\varphi(t)$ crește cu $d\varphi$, variația lui X va fi dX, iar variația diferenței de tasare va fi, după relația (1),

$$d\delta = -\,\beta\,d\,X, \tag{10}$$

respectiv, după relația (2), ținînd seamă că

$$\gamma + d\gamma = \gamma\,(1 + d\varphi),$$

adică

$$d\gamma = \gamma\,d\varphi,$$

$$d\delta = \gamma\,X\,d\,\varphi + \gamma\,d\,X. \tag{11}$$

Egalînd expresiile (10) și (11), se obține ecuația diferențială

$$\frac{d\,X}{X} = -\,\frac{\gamma}{\gamma + \beta}\,d\,\varphi. \tag{12}$$

Punînd condiția ca pentru $\varphi(t) = 0$ (adică pentru t = 0), valoarea X, calculată din ecuația (12), să coincidă cu cea calculată prin expresia (7), se obține valoarea finală

$$X(\varphi) = \frac{\alpha}{\gamma + \beta}\,e^{-\frac{\gamma\varphi}{\gamma+\beta}}. \tag{13}$$

2.2. Teren coeziv. Valorile α și β trebuie considerate variabile, deoarece tasarea se produce în timp îndelungat. Ținînd seamă de asemănarea ce există între curba reprezentînd variația în timp a curgerii lente și curba reprezentînd variația de timp a tasărilor, se pune

$$\alpha(t) = \frac{\alpha}{\varphi}\,\varphi(t), \qquad \beta(t) = \frac{\beta}{\varphi}\,\varphi(t),$$

unde α și β reprezintă valorile finale, către care tind, în mod asimptotic, funcțiile $\alpha\,(t)$ și $\beta(t)$.

Neglijînd infiniții mici de ordin superior, rezultă din relația (1)

$$d\delta = d\alpha - X\,d\beta = \frac{\alpha}{\varphi}\,d\varphi - X\,\frac{\beta}{\varphi}\,d\varphi, \tag{14}$$

iar relația (11) nu se modifică.

Egalînd expresiile (11) și (14), rezultă ecuația diferențială

$$\frac{dX}{d\varphi} + \left(1 + \frac{\beta}{\gamma\varphi}\right)X = \frac{\alpha}{\gamma\varphi}. \tag{15}$$

Punînd condiţia

$$X[\varphi(0)] = 0,$$

se obţine

$$X[\varphi(t)] = \frac{\alpha}{\gamma\varphi + \beta}\left[1 - e^{-\left(1 + \frac{\beta}{\gamma\varphi}\right)\varphi(t)}\right].$$

Valoarea finală a forţei X, corespunzînd valorii finale a caracteristicii curgerii lente, este ca atare

$$X(\varphi) = \frac{\alpha}{\gamma\varphi + \beta}\left[1 - e^{-\left(\varphi + \frac{\beta}{\gamma}\right)}\right]. \tag{16}$$

Cunoscînd X (φ), se poate calcula şi valoarea finală a diferenţei de tasare, folosind relaţia (1).

Se mai remarcă faptul că relaţiile (8), (9) se pot obţine din relaţiile mai generale (13), (16), punînd $\beta = 0$.

3. EXEMPLU DE CALCUL

Pentru un cadru cu trei deschideri şi 10 niveluri, proiectat de autor, s-a obţinut

$$P_1 = 131 \text{ t} \qquad i_{r1} = 8{,}27 \text{ dm}^3$$
$$P_2 = 390 \text{ t} \qquad i_{r2} = 19{,}94 \text{ dm}^3$$
$$l = 5{,}80 \text{ m} \qquad i_{s1} = 13{,}84 \text{ dm}^3$$
$$i_{s2} = 9{,}47 \text{ dm}^3.$$

Tălpile fundaţiilor, aferente sarcinilor P_1, P_2, au suprafeţele

$$A_1 = 5{,}60 \text{ m}^2$$
$$A_2 = 16{,}20 \text{ m}^2.$$

Notînd cu p_1, p_2, presiunile în kg/cm² sub tălpile de fundaţie A_1, A_2, şi aplicînd relaţiile 2.4. şi 2.8.2. din STAS 3300 – 66 [1], a rezultat pentru tasările în punctele 1 şi 2:

$$\delta_1 = 2{,}60\ p_1 + 0{,}31\ p_2$$
$$\delta_2 = 0{,}16\ p_1 + 3{,}60\ p_2.$$

Diferenţa de tasare este ca atare

$$\delta = \delta_2 - \delta_1 = 3{,}29\ p_2 - 2{,}44\ p_1.$$

Introducînd în această relaţie

$$p_1 = \frac{131 + 0{,}5\,X}{10 \times 5{,}60}$$

$$p_2 = \frac{390 - X}{10 \times 16{,}20}$$

(factorul 10 de la numitor transformă presiunea din t/m² în kg/cm²), rezultă

$$\delta = 2{,}23 - 0{,}042\ X,$$

adică

$$\alpha = 2{,}23 \text{ cm}$$
$$\beta = 0{,}042 \text{ cm/t}.$$

Introducînd rigidităţile cadrului înlocuitor în relaţiile (4), (5), (6) şi considerînd $E = 160\,000$ kg/cm², rezultă

$$\theta_1 = 0{,}0242\,\frac{X}{E},\quad \theta_2 = 0{,}0276\,\frac{X}{E}$$

$$\gamma = \frac{5{,}80}{E}\left(\frac{5{,}80}{24 \times 8{,}27} + \frac{0{,}0242 + 0{,}0276}{2}\right) = \frac{0{,}32}{E} =$$

$$\frac{0{,}32\ (\text{tm}^2/\text{dm}^3) \times \dfrac{1\,000 \times 10\,000}{1\,000}}{160\,000\ (\text{kg/cm}^2)} = 0{,}02 \text{ cm/t}.$$

Dacă nu se consideră efectul curgerii lente, se obţine din relaţia (7)

$$X_0 = \frac{2{,}23}{0{,}042 + 0{,}020} = 36 \text{ t}$$

$$\delta = 2{,}23 - 0{,}042 \times 36 = 0{,}71 \text{ cm}.$$

Dacă se consideră şi efectul curgerii lente şi se admite $\varphi = 4$, se obţine:

— pentru un teren necoeziv:

— după relaţia (8) $\quad X(\varphi) = 36\ e^{-4} = 0{,}65\text{t}$

— după relaţia (13) $\quad X(\varphi) = 36\ e^{-\frac{0{,}020 \times 4}{0{,}020 + 0{,}042}} = 9{,}90\text{t}.$

$$\delta = 2{,}23 - 0{,}042 \times 9{,}90 = 1{,}81 \text{ cm}$$

— pentru un teren coeziv:

— după relaţia (9) $\quad X(\varphi) = 36\ \dfrac{1 - e^{-4}}{4} = 8{,}85 \text{ t}$

— după relaţia (16) $\quad X(\varphi) =$

$$= \frac{2{,}23}{0{,}020 \times 4 + 0{,}042}\left[1 - e^{-\left(4 + \frac{0{,}042}{0{,}020}\right)}\right] = 18{,}20 \text{ t}$$

$$\delta = 2{,}23 - 0{,}042 \times 18{,}20 = 1{,}46 \text{ cm}.$$

Bibliografie

[1] * * * : *Terenul de fundaţii. Calculul deformaţiilor probabile*. STAS 3300–66.

[2] Agent R. : *Bazele teoretice şi aplicaţiile distorsiunilor în calculul cadrelor etajate*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 10, 1963.

[3] Dischinger F. : *Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken* Der Bauingenieur 35/36, 39/40 – 1937.

[4] Habel A. : *Zwängungsspannungen nicht vorgespannter statisch unbestimmter Beton – und Stahlbetontragwerke* Die Bautechnik nr. 6, 1961

[5] Keintzel E. : *Contribuţii la sistematizarea calculului seismic al cadrelor etajate*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 4, 1964.

[6] Leonhardt F. : *Spannbeton für die Praxis* Berlin 1955.

[7] Pieper K., Martens P. : *Der Einfluss von Stützensenkungen auf Stahlbeton–Hochbauten* Die Bautechnik nr. 12, 1966

[8] Dimel E. : *Der Einfluss des Betonkriechens auf Setzungszwängungen*. Beton –und Stahlbetonbau nr. 6, 1965.

[9] Mayer H. : *Die Berechnung der Kurzzeit – und Langzeitdurchbiegung von Stahlbetonbauteilen im Stadium I und II*. München, Dissertation T.H.

[10] Rüsch H. : *Die wirklichkeitsnahe Bemessung für lastunabhängige Spannungen*. Vorträge auf dem Betontag 1965.

Cu privire la dimensionarea economică a elementelor de beton precomprimat*)

(I)

Ing. L. Löbel
INCERC

Realizarea construcţiilor cu un preţ cît mai redus şi cu un consum cît mai mic de oţel constituie una din sarcinile principale ce decurg din Directivele Partidului.

Pentru traducerea în viaţă a acestei sarcini, un aport important îl au proiectanţii care, alături de adoptarea unor structuri cît mai raţionale, trebuie să aleagă şi dimensiunile elementelor de aşa manieră încît să obţină soluţiile cele mai economice.

Introducerea recentă în proiectare a metodei de calcul la stări limită, pentru elementele de beton armat şi de beton precomprimat, face ca experienţa proprie a proiectanţilor să fie relativ redusă; este de asemenea de observat că, pînă în prezent, nu s-au publicat lucrări în această direcţie, astfel încît, la dimensionarea elementelor, se recurge, în măsura timpului disponibil, la compararea unor soluţii alese, mai mult sau mai puţin, la întîmplare.

Problema este dificilă îndeosebi la elementele de beton precomprimat, la a căror dimensionare este necesar a se acorda o pondere egală verificării la starea limită de rezistenţă şi la cea de fisurare.

Obiectul acestei prezentări este de a da criterii de dimensionare economică, care să reducă durata de proiectare şi să permită cunoaşterea implicaţiilor economice ale dimensiunilor alese.

În acest prim articol se analizează:

I. ELEMENTE PREFABRICATE DE BETON PRECOMPRIMAT, CU ARMĂTURĂ PREÎNTINSĂ

1. Elemente cu secţiune dreptunghiulară (fig. I 1)

1.1. Verificarea la starea limită de rezistenţă

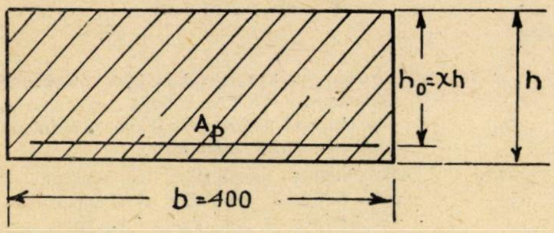


Fig. I 1

Relaţia generală de calcul (la limită):

$$M = \overline{n}\, M_n = 0{,}8\, p\, h^2 \left(\chi - \frac{1}{2}\xi\right) m_p R_p \qquad (1)$$

respectiv

$$h = \sqrt{\frac{M}{0{,}8\, p \left(\chi - \frac{1}{2}\xi\right) m_p R_p}}, \qquad (2)$$

în care:

$\overline{n}$ este coeficientul mediu de supraîncărcare;

M, M_n — momentul de calcul, respectiv momentul normat, în kgcm/m;

$p = \frac{A_p}{bh} \cdot 100 = \frac{A_p}{h}$ — procentul de armare, relativ la întreaga secţiune;

$\chi = \frac{h_0}{h}$;

$m_p = 1 - 0{,}3\, \frac{R_p}{100\, R_i} \cdot \frac{p}{x}$ — coeficient al condiţiilor de lucru al armăturii pretensionate, în stadiul de rupere;

$\xi = \frac{m_p R_p}{b R_i}$ — înălţimea relativă a zonei de beton comprimat, în stadiul de rupere;

R_p, R_i — rezistenţa de calcul a armăturii pretensionate, respectiv rezistenţa de calcul la compresiune din încovoiere a betonului.

Admiţînd că se lucrează cu beton B 500 (R_i = 250 kg/cm²) şi cu sîrmă SBP I Ø 4 mm (împletită sau toron, R_p = 0,8.17 000 = 13 600 kg/cm²) şi introducînd notaţia $M^* = \frac{M}{10^5}$ (momentul de calcul în tm/m), se obţin, pentru $h/\sqrt{M^*}$, valorile din tabela I 1.

Tabela I 1

χ	p	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
0,7	$h/\sqrt{M^*}$	7,20	6,84	6,50	6,24	6,0	5,81	5,65
0,9		6,30	5,87	5,55	5,31	5,10	4,93	4,78

Observaţie:

Pentru χ s-au adoptat valorile limită 0,7 şi 0,9 întîlnite în proiectare în mod curent, pentru elemente cu înălţime constantă sau variabilă; înălţimea h rezultă în cm.

Costul de revenire pe şantier (C) în lei/m², al unui astfel de element, ţinînd seamă de actualele preţuri de vînzare ale elementelor prefabricate de beton precomprimat, conform ord. MIC nr. 41/1962 (C_b = 685 lei/m³ de beton B 500 — inclusiv 60 lei/m³ costul transportului elementelor de la fabrică şi C_p = 10,62 lei/kg SBP), se poate exprima cu relaţia:

$$C = \frac{C_b}{100}\, h \left(1 + \frac{0{,}785\, C_p}{\frac{C_b}{100}}\, p\right) = 6{,}25\, h\,(1 + 1{,}22\, p). \qquad (3)$$

Ţinînd seamă de valorile $h = f$ (p) din tabela I 1, s-au calculat costurile $C = f(M^*)$ din tabela I 2.

Tabela I 2

χ	p	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
0,7	$C/\sqrt{M^*}$	67,37	66,86	66,25	66,21	66,17	66,50	67,03
0,9		58,96	57,48	56,57	56,34	56,25	56,37	56,71

---

*) Articolul cuprinde unele rezultate ale studiilor efectuate de autor în cadrul pregătirii tezei de doctorat, sub conducerea prof. ing. V. Nicolau.

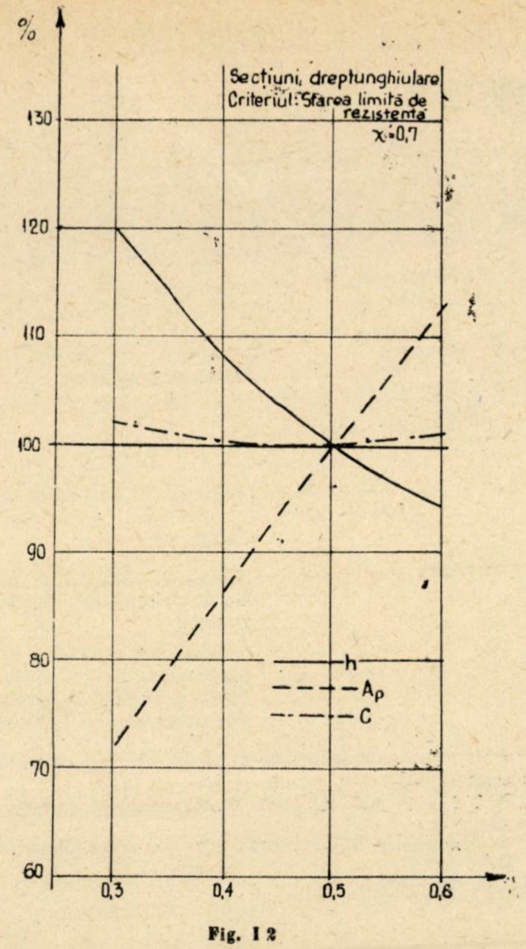


Fig. I 2

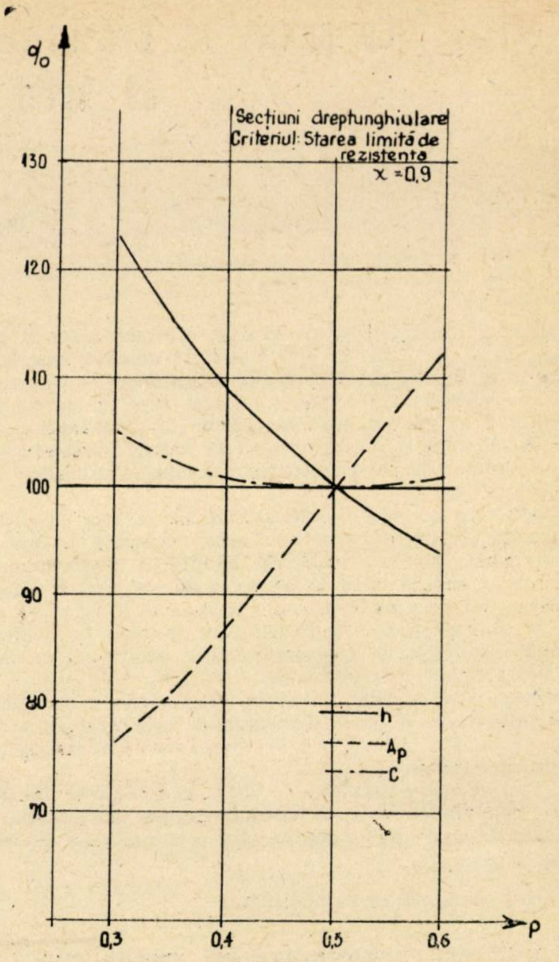


Fig. I 3

În figurile I 2 şi I 3 s-a reprezentat, în funcţie de procentul de armare p, variaţia valorilor relative ale costului C (lei/m^2), a înălţimii h (cm), a secţiunii şi a cantităţii de armătură pretensionată A_p (cm^2/m), considerîndu-se drept valoare de referinţă (100%) valorile corespunzătoare procentului de armare pentru care costul C este minim, respectiv $p \cong 0{,}5$, atît pentru $\chi = 0{,}7$ cît şi pentru $\chi = 0{,}9$.

Se constată din aceste diagrame că pentru valori sensibil mai mici ale procentului de armare corespund creşteri reduse ale costului, cu o oarecare creştere a înălţimii h a secţiunii. Astfel, pentru $p = 0{,}35$ (respectiv un procent de armare mai mic cu 30% decît cel corespunzător costului minim), costul creşte (faţă de valoarea minimă) cu 1–2%, iar înălţimea secţiunii cu 15%.

1.2. Verificarea la starea limită de fisurare

În conformitate cu ([1], [2], [3], [4], [6]), calculul la această stare limită se face de fapt la refisurare, pentru un moment de calcul M_f reprezentînd solicitarea corespunzătoare încărcărilor maxime, avînd o frecvenţă relativ ridicată. Valoarea acestui moment se obţine prin multiplicarea solicitărilor normale cu un coeficient n_f care ţine seamă de frecvenţa respectivei încărcări :

— încărcări permanente şi temporare de lungă durată	$n_f = 1{,}0$
— încărcări datorite vîntului	$n_f = 0{,}65$
— restul încărcărilor (inclusiv zăpada)	$n_f = 0{,}8$

Se poate scrie :

$$M_f = \bar{n}_f \cdot M_n = A_p\, \bar{\sigma}_p\, h \left(\chi - \frac{1}{3}\right) = p\, h^2\, \bar{\sigma}_p \left(\chi - \frac{1}{3}\right) \quad (4)$$

respectiv

$$h = \sqrt{\frac{M_f}{p\left(\chi - \frac{1}{3}\right)\bar{\sigma}_p}} \quad (5)$$

în care :

$\bar{\sigma}_p = \sigma_p - \Delta\sigma_p$ este efortul unitar final, după pierderile de tensiune, – în armătura pretensionată;

σ_p — efortul unitar în armătura pretensionată, imediat după transfer;

$\Delta\sigma_p$ — totalitatea pierderilor de tensiune datorite relaxării efortului din armătura pretensionată şi deformaţiei în timp a betonului;

cu notaţiile şi limitele din [1] :

$$\sigma_p = \sigma_k - \Delta\sigma_\lambda - \frac{1}{2}\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_t - n\,\sigma_{bp} \cong 11650 \ \mathrm{kg/cm^2} \quad (6)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{2}\Delta\sigma_r + n\,\bar{\varphi}\,\sigma_{bp}, \quad (7)$$

în care :

$$\frac{1}{2}\Delta\sigma_r = 0{,}04 \cdot 17\,000 = 680 \ \mathrm{kg/m^3}$$

$n\bar{\varphi} \cong 17$ (transfer efectuat la $R_b \cong 0{,}6\,(R_{28})$

σ_{bp} este efortul unitar în fibra de beton din dreptul armăturii pretensionate, ca urmare a efectului precomprimării

$[\sigma_{bp}(N_p)]$ și al momentului încovoietor M_g datorit încărcărilor permanente $[\sigma_{bp}(M_g)]$.

Cunoscînd că

$$M_g = (0{,}2\ldots0{,}6)\ W_i\,\sigma_{bi}(N_p) \tag{8}$$

în care $\sigma_{bi}(N_p)$ este efortul unitar sub acțiunea precomprimării, în fibra de beton de la marginea secțiunii, în care, sub solicitările de exploatare, apar eforturi de întindere; admițîndu-se, în aceste calcule, valoarea medie:

$$M_g = 0{,}4\ W_i\,\sigma_{bi}(N_p) \tag{9}$$

respectiv

$$\sigma_{bp}(M_g) = -\frac{\chi - \frac{1}{2}}{\frac{1}{2}}\,0{,}4\,\sigma_{bi}(N_p). \tag{10}$$

Ținînd seamă de cele arătate, se poate scrie:

$$\sigma_{bi}(N_p) = N_p\,\frac{\chi - \frac{1}{3}}{\frac{1}{6}\,b\,h^2}\,h \cong 700\,\frac{3\chi - 1}{3}\,p\,;$$

$$\sigma_{bs}(N_p) = -\,N_p\,\frac{\chi - \frac{2}{3}}{\frac{1}{6}\,b\,h^2}\,h \cong -\,700\,\frac{3\chi - 2}{3}\,p\,;$$

$$\sigma_{bp}(N_p) = \sigma_{bs}(N_p) + \chi\,[\sigma_{bi}(N_p) - \sigma_{bs}(N_p)] =$$

$$= 1400\,\frac{3\,\chi^2 - 3\,\chi + 1}{3}\,p\,;$$

$$\sigma_{bp}(M_g) \cong -\frac{\chi - \frac{1}{2}}{\frac{1}{2}}\,0{,}4\,\sigma_{bi}(N_p) = -\,280\,\frac{6\chi^2 - 5\chi + 1}{3}\,p,$$

deci:

$$\sigma_{bp} = \sigma_{bp}(N_p) + \sigma_{bp}(M_g) = \frac{280}{2}\,(9\chi^2 - 10\chi + 4)\,p,$$

sau, pentru $\chi = 0{,}7$:

$$\Delta\sigma_{\varphi} \cong 2\,200\ \mathrm{p},$$

$$\sigma_p \cong 11\,000 - 2\,200\ \mathrm{p}, \tag{11}$$

și, pentru $\chi = 0{,}9$:

$$\Delta\sigma_{\varphi} \cong 3\,600\ \mathrm{p}$$

$$\sigma_p \cong 11\,000 - 3\,600\ \mathrm{p}. \tag{12}$$

Introducînd notația $M_f^* = \frac{M_f}{10^5}$ (momentul de calcul la fisurare, în tm/m), rezultă, pentru $\chi = 0{,}7$: (13)

$$h = \sqrt{\frac{M_f^*}{0{,}7 - \frac{1}{3}}}\cdot\sqrt{\frac{1}{p\,(0{,}11 - 0{,}022\,p)}}$$

iar pentru $\chi = 0{,}9$:

$$h = \sqrt{\frac{M_f^*}{0{,}9 - \frac{1}{3}}}\cdot\sqrt{\frac{1}{p\,(0{,}11 - 0{,}036\,p)}}. \tag{14}$$

Ținînd seamă de relația (3) și scriind condiția de minim pentru costul C,

$$\frac{dC}{dp} = 0,$$

se obține, pentru $\chi = 0{,}7$, valoarea corespunzătoare a procentului de armare

$$p = 0{,}63, \tag{15}$$

iar pentru $\chi = 0{,}9$, valoarea

$$p = 0{,}534. \tag{16}$$

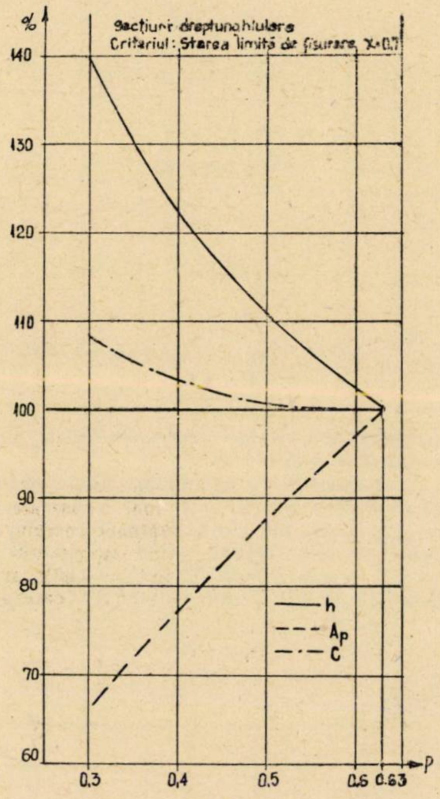


Fig. I 4

După cum se poate remarca, aceste procente de armare sînt mai mari decît cele care rezultă ca raționale, din verificarea la starea limită de rezistență.

S-a analizat, în continuare, variația efectivă a înălțimii h a secțiunii și a costului C, în funcție de procentul de armare p și de M_f^*.

Datele obținute sînt trecute în tabela I 3.

În figurile I 4 și I 5, s-a reprezentat variația valorilor relative *C*, *Ap* și *h*, de data aceasta admițîndu-se drept va-

Tabel I 3

χ	p	0,30	0,35	0.40	0.45	0.50	0.534	0.55	0.60	0.63
0,7	$h\big/\sqrt{M_f^*}$	9,09	8,46	7,95	7,54	7,19	—	6,90	6,64	6,50
0,9		7,72	7,22	6,82	6,50	6,22	6,05	6,00	5,80	—
0,7	$C\big/\sqrt{M_f^*}$	85,06	82,70	81,03	80,00	79,30	—	78,98	78,78	78,75
0,9		72,24	70,58	69,51	68,97	68,60	68,44	68,68	68,81	—

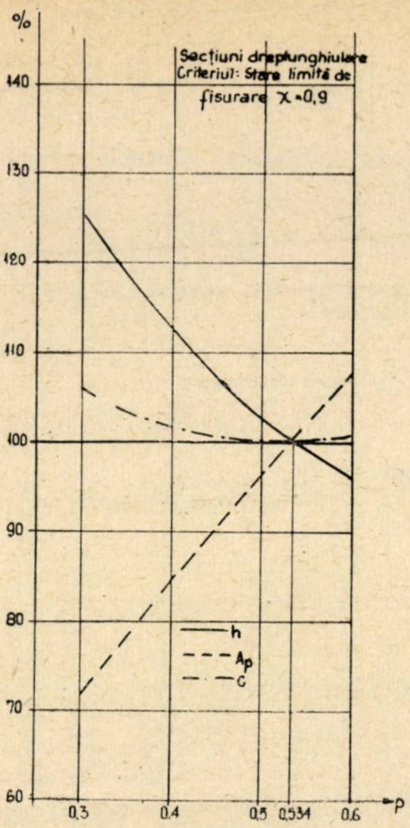


Fig. I 5

lori de referință (100 %) valorile corespunzătoare procentelor de armare din (15) și (16).

Ca și în cazul aplicării criteriului stării limită de rezistență, se constată că pentru valori sensibil mai reduse ale procentului de armare, decît cele corespunzătoare costului minim, creșterea costului este relativ puțin importantă. Astfel, pentru $\chi = 0{,}7$, la $p = 0{,}46$ (73 % din $p = 0{,}63$), iar pentru $\chi = 0{,}9$ la $p = 0{,}38$ (71 % din $p = 0{,}534$), corespunde un surplus de cost de circa 2 % și o mărire a înălțimii secțiunii de 15 %.

Este de observat, ținînd seamă de (9), că un surplus de 15 % al înălțimii secțiunii are o influență cu totul secundară asupra mărimilor *h*, *Ap* și *C* (de ordinul 2 % din valorile date anterior).

1.3. Considerarea concomitentă a stării limită de rezistență și de fisurare

Ținînd seamă de relațiile (2) și (5) și egalînd cele două valori ce se obțin pentru *h*, la aceeași valoare *p*, se determină valoarea limită $\overline{\omega} = \dfrac{\overline{n}}{\overline{n}_f}$ pentru care cele două verificări sînt echivalente :

$$\sqrt{\frac{\overline{n}\cdot M_n}{0{,}8\,p\left(\chi - \frac{1}{2}\,\xi\right) m_p\,R_p}} = \sqrt{\frac{\overline{n}_f\cdot M_n}{p\left(\chi - \frac{1}{3}\right)\bar{\sigma}_p}}$$

$$\overline{\omega} = \frac{\overline{n}}{\overline{n}_f} = \frac{0{,}8\left(\chi = \frac{1}{2}\,\xi\right) m_p\,R_p}{\left(\chi - \frac{1}{3}\right)\bar{\sigma}_p}. \tag{17}$$

Avînd în vedere valorile σ_p din relațiile (11) și (12), se poate scrie :

$$-\text{ pentru } \chi = 0{,}7:\ \overline{\omega} = \frac{0{,}8\left(0{,}7 - \frac{1}{2}\,\xi\right) m_p\cdot 13\,600}{\left(0{,}7 - \frac{1}{3}\right)(11\,000 - 2\,200\,p)};$$

$$-\text{ pentru } \chi = 0{,}9:\ \overline{\omega} = \frac{0{,}8\left(0{,}9 - \frac{1}{2}\,\xi\right) m_p\cdot 13\,600}{\left(0{,}9 - \frac{1}{3}\right)(11\,000 - 3600\,p)}.$$

În figura I 6, s-au trasat diagramele valorilor $\overline{\omega}$ pentru diferitele procente de armare *p* și pentru $\chi = 0{,}7$ și $\chi = 0{,}9$.

În cazul în care, într-o situație concretă, valoarea raportului $\overline{n}/\overline{n}_f$ este egală sau mai mare decît $\overline{\omega}$, corespunzător

Fig. I 6

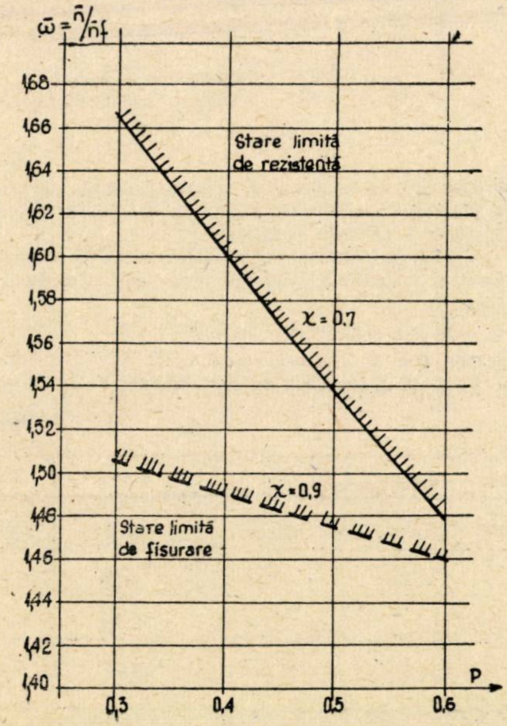
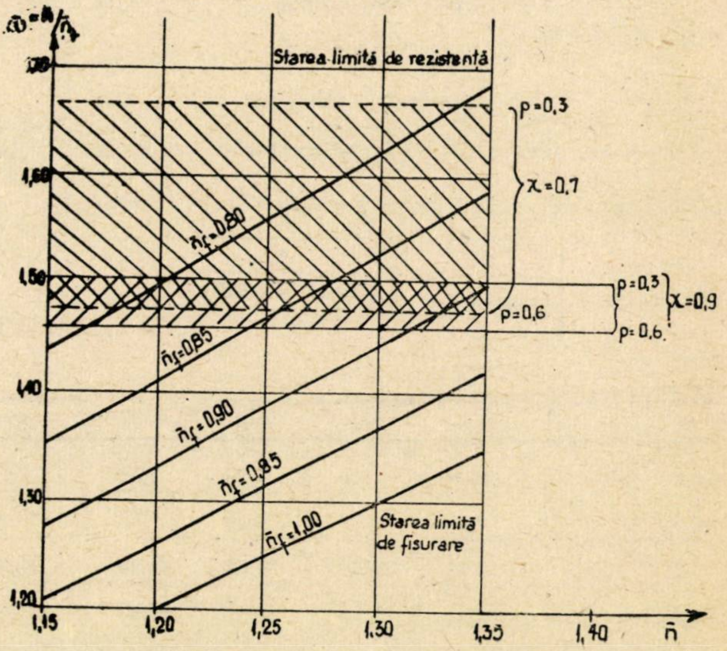


Fig. I 7



procentului de armare adoptat, este suficient a se face verificarea la starea limită de rezistenţă ; în caz contrar ($\overline{n}/\overline{n}_f < \overline{\omega}$), este suficient a se face verificarea la starea limită de fisurare.

În figura I 7, s-a reprezentat, pe o aceeaşi diagramă, variaţia valorii raportului $\overline{n}/\overline{n}_f$ precum şi domeniile în care variază valorile limită $\overline{\omega}$ pentru $\chi = 0{,}7$ şi 0,9, procentul de armare p avînd valori între 0,3 şi 0,6.

Se remarcă faptul că starea limită de fisurare este practic întotdeauna determinantă, la dimensionare, pentru $\overline{n}_f > 0{,}9$, ceea ce, în actualele condiţii de calcul pentru construcţii civile şi industriale [1], echivalează cu o valoare mai mică decît 0,5 a raportului între solicitarea normată datorită încărcărilor temporare de scurtă durată şi solicitarea normată maximă ; în cazul podurilor [2], condiţia $\overline{n}_f > 0{,}9$ este întotdeauna realizată.

1.4. Exemplu de calcul

Se cere să se dimensioneze o dală de beton precomprimat (B 500 şi toron 7Ø 4 SBP I) pentru un podeţ cu o deschidere de calcul L = 6,00 m, cunoscînd :

- greutatea proprie = 2 500 kg/m³ ; $n = 1{,}1$; $n_f = 1{,}0$;
- greutatea permanentă (moartă) = 250 kg/m² ; $n = 1{,}5$; $n_f = 1{,}0$;
- vehicul special V 80 : $M_n = 25$ tm/m ; $n = 1{,}1$; $n_f = 1{,}0$.

Întrucît $\overline{n}_f = 1{,}0 > 0{,}9$, determinantă, la dimensionare este starea limită de fisurare.

Adoptînd :

$b = 100$ cm ; $\chi = 0{,}9$ şi $p = 0{,}4$, rezultă, conform tabelei I 3 :

$$h = 6{,}82 \sqrt{M_f^*},$$

dar

$$M_f^* = \frac{1}{8}\ 0{,}25.6^2 + 25 + \frac{1}{8}\ 2{,}5 \frac{h}{100} 6^2 = 26{,}125 + 0{,}1\,125\,h.$$

Deci

$$h = 6{,}82 \sqrt{26{,}125 + 0{,}1\,125\,\mathrm{h}} \cong 38 \text{ cm},$$

$$A_p = ph = 15{,}2 \text{ cm}^2/\text{m},$$

iar

$$M_f^* = 30{,}875 \text{ tm/m}.$$

Costul elementului revine :

$C = 69{,}51 \sqrt{M_f^*} = 386{,}50$ lei/m², respectiv circa 1 020 lei/m³, evident fără a se lua în considerare o eventuală armătură din oţel moale dispusă în zona de ancorare a armăturilor pretensionate sau în alte zone (de exemplu în dreptul articulaţiilor dintre fişii).

De remarcat că, în cazul adoptării valorilor n_f din [1], respectiv $n_f = 0{,}8$, pentru vechiculul special V 80, s-ar fi obţinut următoarele rezultate :

$$M_f^* = 21{,}125 + 0{,}1\,125 \text{ h}$$

$$h \cong 34{,}0 \text{ cm}$$

$$M_f^* = 24{,}95 \text{ tm/m}$$

$$M_n^* = 29{,}95 \text{ tm/m}$$

$$\overline{n}_f = \frac{M_f^*}{M_n^*} = 0{,}833$$

$$M^* = 33{,}4 \text{ tm/m}$$

$$\overline{n} = \frac{M^*}{M_n^*} = 1{,}112$$

$\overline{n}/\overline{n}_f = 1{,}335$, deci, conform figurii I 6, determinantă la dimensionare este tot starea limită de fisurare.

$$Ap = 0{,}4 \cdot 34{,}0 = 13{,}6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$C = 347{,}50 \text{ lei/m}^2.$$

Deci, prin adoptarea unui coeficient $n_f = 0{,}8$, în loc de 1,0, pentru încărcările temporare de scurtă durată, se pot obţine reduceri de peste 10 % la consumul de beton (şi deci şi la greutatea elementelor prefabricate) la consumul de armătură şi la preţul de cost.

Din acest exemplu rezultă importanţa economică deosebită pe care o are stabilirea cît mai judicioasă a condiţiilor de calcul la starea limită de fisurare.

1.5. Concluzii

a. În cazul secţiunilor dreptunghiulare analiza efectuată permite o reducere sensibilă a muncii proiectanţilor, prin faptul că face posibil ca, în marea majoritate a cazurilor, dimensionarea elementelor să se facă rapid, pe baza unei singure stări limită (fie cea de rezistenţă, fie cea de fisurare).

Metoda poate fi aplicată şi în cazul elementelor cu secţiune transversală avînd alte forme decît cea dreptunghiulară, precum şi la elemente de beton precomprimat cu armătură postîntinsă sau turnate monolit*).

b. În cazul elementelor prefabricate cu secţiune dreptunghiulară, din datele obţinute în urma analizei efectuate, se desprind unele concluzii :

— În condiţiile actualelor preţuri şi ţinînd seamă de directivele privind necesitatea economisirii oţelului, soluţia cea mai raţională nu este cea care asigură şi minimul de cost. Se pot însă alege soluţii care, cu un surplus de cost de numai 2 % (faţă de cel minim), permit reducerea sensibilă (circa 30 %) a cantităţii de oţel necesare.

— Apare indicat a se reanaliza preţul de vînzare al betonului B 500 în prefabricate (mai ales în elemente cu forme simple, dreptunghiulare, ale secţiunii transversale), întrucît, în cazul reducerii acestui preţ, s-ar obţine, pe lîngă o reducere a preţului construcţiei, şi concordanţa normală între criteriul de economie a costului şi cel de economie a consumului de oţel.

— Se consideră necesar a se adînci studiul condiţiilor de calcul la starea limită de fisurare, în sensul analizării posibilităţii reducerii valorii coeficienţilor n_f, ţinînd seama de importantele avantaje economice pe care le-ar putea permite. Este de remarcat că valorile n_f, adoptate în prezent, apar a fi prea acoperitoare, prezentînd un grad de acoperire exagerat, contrazicînd de fapt ideea care stă la baza modului de calcul adoptat şi anume că se pot accepta fisuri cu deschideri limitate, pentru o scurtă durată de timp (sub anumite valori puţin frecvente ale încărcărilor temporare de scurtă durată), care se închid atunci cînd valoarea acestor încărcări revine la mărimea curentă.

---

*) Aceste aspecte vor forma obiectul unor articole viitoare

Bibliografie

[1] * * * : Standard de Stat Construcţii Civile şi Industriale. *Calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat.* STAS 1546/50, revizuire INCERC, 1967.

[2] * * * : Standard de Stat : *Poduri de şosea — suprastructuri din beton, beton armat şi beton precomprimat* STAS 4212/1953. Revizuire. I.P.T. 1966.

[3] Călin Gh., Weissenberg M., Löbel L., Ciună G., Stănescu A. : *Consideraţii privind aplicarea la podurile de beton precomprimat a metodei de calcul la stări limită.* Sesiunea ştiinţifică Inst. Constr. Bucureşti noiembrie, 1964.

[4] Löbel L., Tanenbaum M., Weissenberg M. : *Probleme ale comportării şi calculului elementelor de beton precomprimat la starea limită de fisurare*. Conferinţa de Mecanică, Bucureşti, 1965.

[5] Nicolau V., Löbel L., Petrişor A. : *Unele concluzii privind aplicarea metodei la stări limită la calculul suprastructurilor de poduri de beton armat.* Sesiunea ştiinţifică Inst. Constr. Bucureşti, noiembrie, 1966 :

[6] Nicolau V., Dumitrescu D., Löbel L., Tanenbaum M., Weissenberg M. : *Standardizarea prescripţiilor pentru calculul elementelor de construcţii din beton, beton armat şi precomprimat.* Bucureşti Revista „Standardizarea" nr. 4, 1967.

[7] Nicolau V., Dumitrescu D., Weissenberg M., Löbel L., Tanenbaum M. : *Unele rezultate ale studiilor privind calculul elementelor de construcţii de beton, beton armat şi beton precomprimat, efectuate în perioada aplicării condiţionale a Normativului de Calcul P 8—62* Bucureşti. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii Nr. 3, 1967

Stadiul actual de aplicare a planificării în reţea după metoda drumului critic, la lucrările executate de Trustul 1 construcţii-montaj

Ing. C. Chitic
Trustul 1 construcţii-montaj-Bucureşti

În nr. 7/1966 al „Revistei construcţiilor şi materialelor de construcţii" am expus unele date privind primele trei aplicaţii ale planificării în reţea după metoda drumului critic la Trustul 1 contrucţii — montaj : dezvoltarea fabricii de conserve Valea Roşie (secţiile de supe şi paste tomate), hala de fabricaţie IPROFIL — Militari şi complexul legumicol G.A.S. — Ploieşti (sera de 6 ha şi sediu de brigadă).

La data aceea nici una din lucrări nu era terminată, din care cauză nu s-au putut trage decît concluzii preliminare referitoare la aceste aplicaţii.

Acum, pe de o parte, unele lucrări sînt terminate, iar pe de altă parte, colectivul trustului a trecut în continuare şi la alte aplicaţii, de complexitate mai mare.

În cele de mai jos se vor arăta unele consideraţii privind lucrările încheiate, scurte prezentări ale graficelor în reţea la lucrări în curs de execuţie cît şi unele opinii privind extinderea aplicării acestei metode.

1. CONSIDERAŢII ASUPRA LUCRĂRILOR TERMINATE, LA CARE S-A APLICAT PLANIFICAREA ÎN REŢEA, DUPĂ METODA DRUMULUI CRITIC

a. Dezvoltarea fabricii de conserve Valea Roşie (secţiile de supe şi paste tomate)

Cu toate greutăţile întîmpinate la *secţia de supe* (livrarea cu întîrziere a unor confecţii metalice, lipsa unei macarale etc.), acest obiect s-a pus în funcţiune la 30 septembrie 1966, faţă de planul de stat care prevedea termenul de 31.12.1966.

La *secţia de tomate* intrarea parţială în funcţiune a unei linii la 15 august 1966 (pentru sezonul cînd se puteau prelucra tomatele) a fost posibilă în urma unei analize atente din partea beneficiarului şi constructorului, la care şi graficul reţea într-o formă modificată ca topologie — pentru perioada august — decembrie 1966 — a dat indicaţii asupra posibilităţilor de execuţie, privind rezervele de timp, cît şi lucrările ce se puteau executa în paralel etc. Lucrarea a fost dată în funcţiune la 20.XII.1966, faţă de termenul de plan de stat 30.XII.1966.

Acest grafic a constituit prima aplicaţie în cadrul trustului, avînd un caracter experimental.

Din colectivul care a aplicat metoda la Valea Roşie fac parte şi tovarăşii care, pe baza experienţei de la acest şantier, pregătesc acum aplicaţii la lucrările de volum şi importanţă mai mare, cum sînt : Filatura Olteniţa şi Fabrica de ulei Slobozia.

b. Hala de fabricaţie IPROFIL — Militari

Lucrarea a fost foarte atent urmărită de către conducerea şantierului, de către trust şi de către laboratorul central M.I.C.

Analiza lucrărilor s-a făcut săptămînal şi se însemnau pe grafic fazele depăşite (prin poşarea nodurilor care reprezentau faze realizate).

S-au constatat întîrzieri la lucrările pe drumul critic, care nu au depăşit zece zile în general, şi s-a dispus de urgenţă luarea de măsuri. S-au făcut patru analize mai ample cu laboratorul central M.I.C. şi s-a tras concluzia că nu este cazul unor reactualizări, deoarece pentru depăşirile relativ mici înregistrate s-a acţionat operativ şi s-au recuperat întîrzierile.

Se poate trage concluzia că experienţa întocmitorului are un rol determinant în fixarea echipelor, a duratelor de lucru, a măsurilor operative impuse de cele constatate la analiza graficelor, lucru confirmat din plin la acest obiectiv ; s-a lucrat în general cu echipe dimensionate aproape la acelaşi nivel cu cele din grafice, în unele cazuri luîndu-se măsuri de majorare a unor echipe, la rămîneri în urmă sau neprevederea unor lucrări mărunte (ex. : necesarul de dulgheri în lunile aprilie-mai a fost completat cu încă o echipă de 10 dulgheri).

O dereglare s-a produs şi la săparea mecanică cu excavatorul, fiind provocată de starea tehnică slabă a utilajului. Din această cauză, în vederea recuperării întîrzierilor, s-a luat hotărîrea inversării ordinei unor activităţi, cum ar fi executarea fundaţiilor şi zidăriei mixte pe conturul subsolului înaintea scheletului de beton armat, pe măsura avansării excavaţiei.

În graficul reţea au existat şi unele omisiuni, ca de exemplu subzidirile fundaţiilor halei vechi, comune cu fundaţiile mai adînci ale halei noi, care au condiţionat executarea cofrajului primului cadru (axul „E"), existenţa unor fundaţii vechi în amplasamentul lucrării (care au trebuit să fie demolate), prezenţa unui canal termic în acelaşi loc etc.

S-a solicitat de către beneficiar modificarea unor soluţii de proiect, conform documentaţiei iniţiale (pardoseala halei, caja ascensorului de marfă) ; s-au predat unele proiecte abia la începutul lunii octombrie 1966 (instalaţii ventilaţie, rampă acces hală).

Lucrarea era prevăzută, conform graficului reţea, să se termine la 12.X.1966 (faţă de termenul de contract 31.XII. 1966) şi s-a terminat efectiv la finele lunii noiembrie 1966.

Experienţa pozitivă căpătată în urma acestei lucrări, care a fost urmărită îndeaproape, a permis elaborarea unor grafice mai complicate (pe obiect şi coordonatoare) pentru fabrica de tuburi de gresie Militari, din cadrul aceluiaşi şantier.

c. Complexul legumicol la G.A.S. Ploieşti (sera de 6 ha şi sediu de brigadă)

Din totalul de opt sere de 6 ha (sere de producţie), execuţia lucrărilor după metoda drumului critic s-a urmărit la şase sere.

Angajamentele luate de scurtare a termenelor de intrare în funcţiune au avut la bază analiza care s-a făcut de trust şi subunităţile sale, a elementelor ce reies din graficul reţea.

După aceeaşi topologie a graficului de la sera de 6 ha, s-a redactat şi graficul pentru cele trei sere de 1 ha (serele înmulţitor), realizate în 1966. Sediile de brigadă, a căror planificare şi urmărire s-a realizat tot după această metodă, s-au încadrat în termenele planificate, intrînd în funcţiune o dată cu serele de producţie.

Dintre concluziile ce s-au tras cu ocazia aplicării acestei metode, la o lucrare de volum mare, care a pus probleme organizatorice deosebite, se pot menţiona :

— S-au produs dereglări ale graficului din cauza unor neaprovizionări ritmice : stîlpişori de beton armat furnizaţi de IPEC Braşov (cîte 6 000 buc/seră), construcţia metalică (520 t/seră) livrată cantitativ, în general, conform programului, dar nu totdeauna respectînd sortimentele necesare tehnologiei de montaj pe şantier, scheletul de lemn (13 000 m^2 /seră) cu întîrzieri în livrări (ramele de ventilaţie), geamurile nelivrate în ritmul impus de lucrare (64 mii m^2/seră). De asemenea au fost greutăţi în livrarea tuturor categoriilor de ţeavă (în special s-a întîrziat nivelarea din lipsa ţevii de 1/2").

— S-au înregistrat la început greutăţi în specializarea, dimensionarea şi imprimarea unui anumit ritm pentru muncitorii necesari execuţiei serelor (brigăzile pentru montat stîlpişori, pentru construcţia metalică, pentru scheletul de lemn, pentru montat geamuri, pentru vopsitorii).

Experienţa căpătată în execuţia primelor patru sere din 1966, cît şi realizarea unor lucrări cu caracter general în acea perioadă (drumuri, reţele) au determinat ca lucrările la sere în 1967 să se desfăşoare mai organizat, elementele de grafic reţea, după metoda drumului critic, fiind însuşite şi imprimîndu-se ritmul de lucru prevăzut în graficul reţea.

Se poate afirma că în acest an graficul reţea a fost însuşit perfect în toate fazele de execuţie a serelor de către brigăzile de muncitori, de maiştri. S-a lucrat obişnuit după tehnologia prevăzută cu succesiunea activităţilor şi în cadrul duratelor impuse de grafic.

Importanţa acestui complex rezultă şi din volumele de lucrări ce se realizează: terasamente 184 500 m³, betoane 28 170 m³, construcţii metalice 4 460 t, schelet lemn 110 700 m², geamuri 560 000 m², ţevi instalaţii 1 440 km.

De asemenea este util de arătat că din producţia de legume de 9 550 t/an, 76 % este destinată exportului, avînd un aport apreciabil în obţinere de valută.

Pentru generalizarea experienţei s-a ţinut un schimb de experienţă la şantier în ziua de 14 iunie 1967, cu tema „organizarea după metoda drumului critic a şantierelor cu profil agrozootehnic" organizat de grupul de şantiere 103, din cadrul Trustului 1 construcţii.

d. Estacada depozitului de buşteni de la Fabrica de mobilă Palas-Constanţa

Obiectul „depozit buşteni" este destinat să înmagazineze materia primă în vederea tratării şi prelucrării ei, pentru a obţine furnir exotic necesar confecţionării mobilei. Podul rulant are sarcină la cîrlig de 20 t; estacada este realizată din elemente de beton armat prefabricat (stîlpi şi grinzi) asamblate prin postcomprimare; deschiderea estacadei este de 28,35 m, lungimea de 130,55m, traveea de 18 m. Fundaţiile estacadei sînt realizate din pahare de beton armat monolit. Lucrarea pentru redactarea graficului reţea a fost împărţită în plan în două zone (I şi II) şi pe înălţime, în infrastructură şi suprastructură. S-a planificat în grafic numai terminarea lucrărilor de construcţii, respectiv la 31.III.1967 predarea la montaj a podului în vederea intrării obiectului în funcţiune în trimestrul II 1967 (secţia de furnire cu termen trim. II 1967).

Graficul a fost reactualizat în septembrie 1966 şi ianuarie 1967. În septembrie 1966 s-au constatat întîrzieri şi s-au dispus măsuri:

— urgentarea execuţiei unor prefabricate pe şantier;

— scurtarea timpilor de montaj al prefabricatelor aprovizionate din industrie şi cele preturnate, cu toate greutăţile existente în timpul iernii.

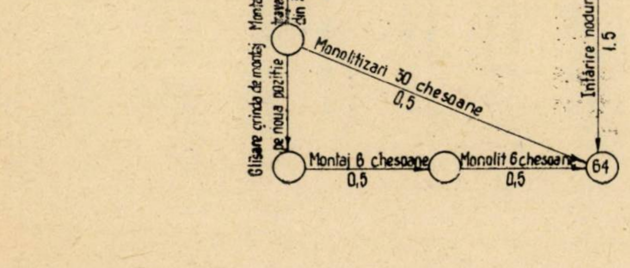
În ianuarie a.c., după ce toate prefabricatele au fost aprovizionate, s-a reactualizat graficul în cadrul aceluiaşi termen final 30.III.1967 şi care a fost respectat.

2. DATE PRIVIND GRAFICELE REŢEA, LA LUCRĂRI ÎN CURS DE EXECUŢIE

a. Magazia de borhot uscat de la Fabrica de zahăr Buzău

Destinaţia obiectului este să înmagazineze borhotul uscat, adus prin transport pneumatic de la Fabrica de zahăr. La stabilirea formei magaziei (secţiune trapezoidală) cu grinzi înclinate, s-a avut în vedere taluzul natural al borhotului.

Fig. 1. Tehnologia prevăzută în fişa tehnologică (transf. exprimat în zile)



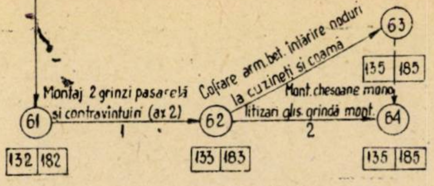

Montaj 2 grinzi pasarelă şi contravîntuiri (ax 2)
61
62
1
Cofrare arm. bet. înfărire noduri la cuzineţi şi coamă
63
135 | 185
Mont. chesoane monolitizari glis. grindă mont.
64
2
132 | 182
133 | 183
135 | 185

Fig. 2. Reprezentarea din graficul reţea

Dimensiunile în plan sînt: 144,27 m lungime şi deschidere de 30,64 m; suprafaţa depozitului 3 600 m² şi înălţimea la coamă 19,98 m.

Structura este proiectată din grinzi de beton armat precomprimat, fixate în fundaţii de beton armat, zidărie de umplutură între grinzile aşezate din 6 în 6 m. Frontoanele sînt prevăzute din stîlpi şi centuri de beton armat şi zidărie din cărămidă. Fundaţiile au fost realizate pe piloţi, datorită naturii terenului.

Lucrarea fiind de o tehnicitate mai ridicată a impus studierea atentă a tehnologiei de lucru, proiectîndu-se de trust fişe tehnologice pentru turnarea, precomprimarea şi montarea grinzilor. La baza graficului au stat prevederile acestor fişe. Desfăşurînd activităţile cu legăturile lor tehnologice şi organizatorice, depăşeau iniţial termenul cu 50 zile faţă de cel cerut (septembrie 1967); s-a trecut la revizuirea datelor, a echipelor de lucru, a topologiei graficului şi am reuşit să ne încadrăm în termen.

Deoarece fişa tehnologică exprima timpul în minute s-a trecut în grafic într-o formă mai simplificată (fig. 1 şi 2).

Apare de asemenea un fapt de reţinut şi anume că timpul de turnare a patru grinzi este de 11 zile, iar pentru montare şase zile, ceea ce impune aducerea macaralei atunci cînd există un stoc suficient, pentru ca montajul să se facă fără întreruperi; o mărire a numărului de tipare nu a fost găsită economicoasă prin numărul mic de refolosiri.

Graficul pentru magazia de borhot uscat de la Fabrica de zahăr Buzău reprezintă o formă mai complexă realizată de trustul nostru la planificarea în reţea, după metoda drumului critic, pentru un obiect.

Pe parcursul execuţiei a intervenit un factor care a dereglat desfăşurarea procesului tehnologic: din lipsa unei macarale puternice, montajul a început abia la începutul lunii mai a. c., realizîndu-se pînă la acea dată betonarea-precomprimarea tuturor grinzilor prefabricate.

Graficul, pe porţiunea care a rămas de executat, a fost reactualizat, schimbîndu-se într-o mică măsură şi topologia, ajungîndu-se la concluzia că lucrarea se va termina în termen:

— în nodul 234 grafic vechi (89 grafic nou reactualizat) se ajunge în timpul 45, faţă de un nou $t_0 = 1$ mai; din acest nod pînă la cel final mai sînt încă 124 zile, timp suficient pentru terminarea lucrării la 30 septembrie a. c. (termen de intrare în funcţiune);

— s-a mărit ritmul de montaj la două perechi de grinzi/zi (2 axe) faţă de o pereche cît prevedea graficul reţea şi cît s-a montat efectiv în primele zile, de la venirea macaralei.

b. Secţia de 3" la uzinele Republica Bucureşti

În cadrul dezvoltării capacităţii de producţie a uzinelor Republica a fost prevăzută realizarea modernizării secţiei de 3", aceasta făcîndu-se prin introducerea de utilaje noi, o reamplasare generală a utilajelor, modificări în fluxul tehnologic etc. Producţia fabricii s-a oprit, datorită măsurilor luate de toţi factorii, numai 36 de zile (în grafic 45 de zile).

S-au de executat atît prelungiri ale halei cît şi spargeri de fundaţii, turnări de noi fundaţii, montaje-instalaţii, şamotări, legături reţele etc.

S-a realizat o foarte bună colaborare a tuturor factorilor interesaţi, constructorul reuşind să antreneze la precizarea elementelor graficului: proiectantul, beneficiarul, subantreprenorii.

Pentru o uşoară urmărire, graficul a fost întocmit pe zone de fundaţii (de la RF_6 la RF_{10}); în cadrul zonelor de fundaţii s-au evidenţiat separat unele utilaje importante cum sînt foarfeca Dombreţ, CVR 3, banc împingător 3".

Tabela 1

Date privind aplicarea la Trustul 1 construcţii-montaj Bucureşti (din sistemul MIC) a planificării în reţea, după metoda drumului critic

Lucrarea (obiectul) la care s-a aplicat planificarea în reţea după metoda drumului critic	Val. obiect (forţe proprii mil lei)	din care:			% val. obiect. din val. poz. de plan.	Data începerii execuţiei ob.	Data terminării execuţiei ob.	Durata lucrării în luni	% de document. tehn. de ex. la data elaborării graf. reţea	Cînd s-a redactat graficul reţea	Cîte ore muncă a necesitat redactarea gr. reţea*	De cîte ori a fost reactualizat	Numărul de activităţi				
		1965	1966	1967									Total	Din care pe drum. crit.	%	Din total cîte fictive	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1 Dezvolt. fabricii de conserve Valea Roşie — Reg. Buc.																	
— Secţia de supe concentrate	3,2	1,0	2,2	—	8,7	4.08.65	30.09.66	14	78%	Oct. 1965	150	2 reactual.	152	37	24,3	35	23,0
— Secţia de paste tomate	1,9	0,2	1,7	—	5,1	1.11.65	15.08. şi 20.12.66	9 1/2 şi 14	97%	Oct. 1965	70	„	53	18	34,0	10	18,8
2 IPROFIL Militari, hala nouă de producţie	2,2	—	2,2	—	45,2	10.03.66	30.11.66	8 1/2	95%	Mart. 1966	120	— analiză săptămîn. — 4 analize speciale	172	24	14,0	44	25,0
3 Complex legumicol la G.A.S. Ploieşti																	
— 6 sere de 6 ha + 3 sere de 1 ha.	90,4	—	40,5	49,9	52,0	Ptr. cea de a 3-a seră 24.03.66 31.07.66 celelalte 5 sere s-au executat eşalonat în 1966—1967		4	98%	Mart.1966	120	— analiză săptăm.	265	68	25,7	81	30,6
— Sediu de brigadă 5 buc.	1,9	—	1,5	0,4								— 1 react.	136	54	39,7	42	30,9
4 F-ca de mob. Constanţa, estacada depoz. de buşteni (lucrări de constr.)	1,7	—	1,0	0,7	4,5	15 iunie 66	30 Mart.67	9 1/2	100%	Iun. 1966	100	— 2 react.	61	25	41,0	12	19,7
5 F-ca de zahăr Buzău magazia de borhot uscat	4,5	—	3,2	1,3	3,8	1 iunie 66	30 Sept. 67	16	98%	Iul-aug. 1966	170	— 1 react.	324	102	31,5	62	19,1
6 Desv. uzinei de ţevi Republica Buc. secţia de 3″	5,5	—	0,1	5,4	4,8	1 Dec. 66	30 Sept.67	10	27%	Sept.-Oct. 1966	130	— 1 react.	242	139	57,4	60	24,8
7 Dezvolt. întrep. Electro-Aparataj Buc. hala 50	6,1	—	4,4	1,7	75,8	15 Iul. 66	31 Iul. 67	12 1/2	95%	Iul. 1966	120	— 1 react.	195	29	14,9	59	30,3
8 Siloz de cereale 23 Aug. Bucureşti	10,7	—	—	8,3	84,0	1 Ian. 67	30 Iun. 68	18	90%	Feb. 1966	100	—	140	40	28,5	3	2,1
9 Desv. întrep. Dorobanţi Ploieşti (traveea I + 5 buc. travee II)	0,5	—	—	0,5	2,0	20 Febr. 67	30 Iun. 67	4	100%	1967 Febr.	60	—	110	60	54,5	5	4,5
10 F-ca de tub. de gresie Militari—Bucureşti.	18,2	—	4,6	13,5	100,0	15 Aug.66	Sem. I. 68	22,5	95%	Martie-Mai 1967	500	—	Sînt 14 grafice pe obiect şi 1 grafic coordonator				

*) Acest număr de ore, relativ ridicat, se explică prin perioada de asimilare a metodei

La acest grafic am folosit un singur termen final; termenele intermediare le-am delimitat, introducînd un timp tampon (între timpul final secţie şi timpul final zonă). Lucrările exterioare (atelier mecanic, depozit ţagle) au fost luate în considerare numai în măsura în care condiţionau atacarea unor lucrări în secţie.

Din tabela 1 se pot vedea caracteristicile graficului. Se poate remarca proporţia mare de lucrări pe drumul critic, datorită termenului foarte scurt de execuţie cît şi intercondiţionării stricte între eliberări de amplasamente, predări de utilaje şi posibilităţi de execuţie.

Graficul a fost reactualizat o singură dată, la finele lunii martie, constatîndu-se întîrzieri de 70—80 zile, corelate însă cu termenul decalat de dare în funcţiune (30. IX. în loc de 30. VI. a. c.); topologia graficului a rămas neschimbată.

De remarcat şi la acest grafic, atît la redactare cît şi la urmărirea lui, interesul pe care l-a arătat şeful de şantier, ing. Iliescu Eugen.

c. Hala 50 la întreprinderea Electroaparataj București

În cadrul dezvoltării întreprinderii Electroaparataj se prevede construirea unei clădiri cu p + 3 etaje, fiecare nivel are dimensiunile în plan 108 m (18 travee a 6 m) şi 18 m (3 deschideri a 6 m). Scheletul de rezistenţă este din beton armat monolit, cu planşee monolit şi zidării din cărămidă. Acoperişul este sistem terasă, cu izolare hidrofugă, finisaje obişnuite în interior, în exterior faţade în praf de piatră cît şi placate cu cărămidă. Sectorizarea s-a făcut atît pe verticală, cît şi în plan (între ax 0—9 şi 9—18).

Lucrările marcate pe drumul critic sînt: săpătură, fundaţii, structura la parter, apoi lucrările de tencuieli la nivelurile superioare; în partea finală a graficului, drumul critic trece prin lucrările de placaj de cărămidă la faţadă.

Lucrarea a fost o singură dată reactualizată; s-a realizat o scurtare de 6 luni, faţă de termenul din planul de stat.

d. Siloz de cereale „23 August" Bucureşti

Pentru depozitarea cerealelor necesare industriei de panificaţie, se execută un siloz cu un turn central şi 30 celule. Construcţia este la fel ca cea a silozurilor pe care trustul nostru le-a executat în anii trecuţi.

Graficul redactat de şantier are un număr de 140 activităţi, din care 40 pe drumul critic; o calitate a acestui grafic o constituie faptul că are un număr mic de activităţi fictive (numai trei activităţi).

Forma graficului arată că marea majoritate a operaţiunilor se execută în succesiune tehnologică obligatorie (începînd de la săparea radierului pînă la rodaj şi probe); din această cauză realizarea grafică este sub o formă pronunţat alungită.

Drumul critic trece prin radierul turnului, armarea grupului de şase celule, apoi turnarea betonului la nouă celule, pînă la demontarea cofrajului de la nouă celule (de o parte a turnului pentru a trece la celelalte nouă celule de cealaltă parte a turnului).

Gradul de detaliere permite să se urmărească lucrările pe faze mari (armare radier, betonare planşeu la cota x etc.)

Avînd în vedere faptul că asemenea lucrări de silozuri se vor mai executa în anii viitori, forma actuală a graficului poate sta la baza unei lucrări mai studiate, mai evoluate, ce poate căpăta caracter de grafic reţea tip.

e. Extinderea filaturii la fabrica „Dorobanţul" Ploieşti

În cadrul fabricii textile „Dorobanţul" Ploieşti se realizează o extindere a mai multor obiecte.

Extinderea filaturii a format obiectul planificării după graficul reţea, întocmit după metoda drumului critic. Este de realizat o hală shed cu şase travee a cîte 7,5 m/travee şi trei deschideri a 18 m, în total o suprafaţă de hală de circa 2 400 m².

Graficul reţea s-a realizat pentru două travee şi anume: traveea de capăt (I) care a pus probleme de pregătire pentru atacarea lucrării şi traveea curentă (II). Traveea I are un număr de 20 activităţi, din care zece sînt critice; lucrările au început la 20. II. a. c. şi s-au terminat la 31. III.a. c. Traveea II a început la 1.IV. a. c. şi s-a terminat la 19. IV. a.c., are un număr de 18 activităţi, din care zece critice.

După realizarea primelor două travee, realizate în termenele prevăzute în graficele reţea, şantierul pregăteşte acum graficul întregii lucrări, atît cu realizarea structurii, cît şi cu celelalte lucrări de construcţii şi de construcţii-montaj.

Aceste grafice pe travee caracteristice au determinat un lucru foarte important şi anume: pasul pentru realizarea structurii (reuşindu-se să se micşoreze timpul pentru traveea curentă). Partea de construcţii pentru începerea montajului s-a terminat la 30. VI. a. c. (termen de plan de stat trim. III. 1967).

De aici concluzia că graficul reţea este un instrument care serveşte pentru planificarea-urmărirea unui complex de lucrări, a unui obiect, a unei părţi de obiect, a unei operaţiuni.

Gradul de detaliere este în funcţie de necesităţile unităţii respective. Şi în acest caz, experienţa căpătată la redactarea graficelor de la sera Ploieşti a fost folosită la întocmirea acestui grafic, la fabrica Dorobanţul.

f. Fabrica de tuburi de gresie Militari—Bucureşti

Prin planul de cercetare ştiinţifică pe anul în curs al Trustului 1 construcţii, i s-a trasat sarcina colaborării la redactarea şi urmărirea după metoda drumului critic a unei lucrări complexe „Fabrica de tuburi de gresie" Militari-Bucureşti.

Lucrarea se compune din secţii de producţie şi depozitare cum sînt:

— hala de preparare materii prime, cu structură integral monolită, cu o suprafaţă acoperită de 240 m² pe opt niveluri;

— hala preselor cu structură principală integral prefabricată, elemente netipizate de 8—12 t şi înălţime pînă la 14 m cu suprafaţa acoperită de 1 500 m²;

— hala uscător tunel şi structură integral monolită pe suprafaţă acoperită de 2 400 m² pe două niveluri;

— hala cuptoarelor cu structură prefabricată, cu o suprafaţă de 3 600 m³;

— depozite de argilă în bazine de beton armat de circa 11 000 m³ capacitate;

— birouri, punct termic, vestiare, laboratoare, atelier de garnituri, staţie compresoare, linii garaj, drumuri, platforme, reţele.

S-a întocmit de către şantier, împreună cu INCERC, laboratorul central M. I. C. şi subantreprenori, un număr de 14 grafice pe obiect, avînd un număr variabil de activităţi, de la cîteva zeci pînă la 150, cît şi un grafic coordonator pentru întreaga activitate.

Antrenînd în elaborarea acestui grafic un număr mare de unităţi de execuţie: Trustul 1 construcţii, Trustul 2 instalaţii, Intreprinderea 3 izolaţii, cît şi INCERC, Laborator central M. I. C., fiind şi o lucrare de o mai mare complexitate decît cele realizate pînă acum de trust, perioada de elaborare a fost martie-mai a. c.

Cu toate acestea graficul va fi folosit pentru toată perioada care urmează pînă la punerea în funcţiune (sem. I. 68).

*

Din cele arătate mai sus rezultă că Trustul 1 construcţii este preocupat şi acţionează pe linia introducerii metodei drumului critic, în cadrul acţiunii largi de organizare ştiinţifică a producţiei şi a muncii.

Evoluţia aplicării la trustul nostru a metodei drumului critic reiese din datele de mai jos:

	1965	1966	1957
% de lucrări organizate şi urmărite după m. d. c. din volum C+M forţe proprii	0,3	9,3	14,8

După prezentarea aplicărilor realizate în cadrul trustului nostru se pot emite cîteva *păreri*:

— Graficele reţea întocmite după m. d. c. au reprezentat în cele mai multe cazuri un real folos unităţilor de execuţie; nu au fost însă unicele documente faţă de care să se facă analiza mersului lucrării (au existat în paralel şi grafice valorice tip CSP, cît şi grafice calendaristice cerute de organe superioare).

— Cele mai multe grafice s-au întocmit după ce lucrările începuseră, aceasta întrucît, la data începerii execuţiei, documentaţia era într-un procent scăzut şi nu permitea să se analizeze suficient întreaga lucrare.

— Am ales reprezentarea activităţii pe săgeată, deoarece pe de o parte, am socotit reprezentarea mai aproape de graficul calendaristic, iar, pe de altă parte, literatura de specialitate, în special cea străină, tratează problema în acest fel, deci posibilităţi mai mari de documentare; la simpozionul de la Leipzig a rezultat că şi în ţările socialiste preponderentă este această soluţie de reprezentare.

— Am căutat ca fiecare subunitate a trustului să aibă 1—2 grafice întocmite şi aplicate, pentru a avea propria experienţă, cît şi colective care să se preocupe de aplicarea planificării în reţea după m. d. c.

— Principalul avantaj al metodei constă în faptul că obligă încă de la începerea lucrării să se realizeze o privire de ansamblu asupra desfăşurării lucrării, să se vadă condiţionările reciproce, lucrările ce determină timpul de execuţie a lucrării, să justifice tehnic posibilitatea de execuţie în timpul solicitat (şi din acest punct de vedere să dea siguranţa realizării lucrării în termen, să se poată doza forţele etc.).

— O condiţie a necesarului în aplicarea graficelor reţea după m. d. c. este sprijinul conducerii tehnice care trebuie să folosească atît argumente cît şi autoritatea sa în impunerea aplicării metodei, deoarece avantajele nu sînt de la început măsurabile; lucrarea necesită atît cunoaşterea tehnologiei, a organizării, a metodei drumului critic şi, în plus, solicită un volum de muncă apreciabil. Apare necesitatea recompensării muncii depuse de cei care întocmesc şi urmăresc asemenea grafice, în această fază de pionierat.

— Abordarea problemei trebuie făcută cu toată seriozitatea de către cadre competente, pasionate să aplice noul.

În caz contrar se compromite o metodă utilă de conducere. Totodată apare necesitatea instruirii cadrelor, a reîmprospătării cunoştinţelor matematice, a schimburilor de experienţă. Din literatura de specialitate cît şi din contactele cu specialişti străini, în această problemă, se poate constata la noi o rămînere în urmă, perfect recuperabilă însă cu eforturi coordonate, perseverente, dirijate de C.S.C.A.S.

— În paralel cu aplicarea trebuie perfecţionat şi sistemul de asigurare cu mijloace; neasigurarea acestora, într-un ritm apropiat de cel avut în vedere la redactarea graficului, compromite ideea urmăririi ştiinţifice după metoda drumului critic a execuţiei lucrărilor de construcţii. Prin neasigurarea curentă cu mijloace, se produc dese dereglări care transformă analiza graficului reţea într-un document de consemnare a lipsurilor de mijloace.

— Unitatea noastră nu a fost preocupată, pînă acum, de aducerea unei inovaţii teoretice sau să aplice un număr mare de variante ale metodei; am vrut ca principiul metodei să fie bine înţeles, să existe un număr cît mai mare de tovarăşi atraşi în această acţiune. Întocmitorii acestor grafice (care au avut instructajul trustului, dar care s-au inspirat şi din literatura de specialitate) au pus şi amprenta propriei lor înţelegeri şi interpretări în felul cum le-au redactat şi urmărit. Nu putem afirma că toate graficele au fost perfect întocmite şi urmărite. Se mai pot aduce îmbunătăţiri.

— La calculul duratelor am folosit elementele existente în norme, lăsînd în mod conştient o mică rezervă (proporţia depăşirii normelor) ca o a doua categorie de rezervă din grafic, cu care s-au acoperit dereglări de ordin organizatoric. Nu am vrut să facem grafice prea rigide şi realitatea ne-a confirmat că am procedat just.

— Nu am introdus în grafice activităţi cum sînt: deschidere finanţare, predare documentaţie de execuţie, amplasamente libere, mijloace necesare etc. Am socotit în general acest cadru minim ca realizat.

— Extinderea metodei presupune foarte mult tact, multă răbdare, perseverenţă pentru a învinge inerţia, comoditatea în aplicarea unei metode noi. Sînt foarte mulţi cei care la început, fără să-şi fi însuşit cît de cît metoda, îi găsesc numai puncte slabe.

— Din aplicaţiile practice în sistemul unităţilor M.I. C.-ului, cît şi la celelalte ministere şi organe centrale cu unităţi de construcţii, rezultă un viu interes şi o preocupare a executanţilor în această direcţie. Se constată însă un decalaj, şi acesta tinde să se mărească cu activitatea de cercetare, respectiv acum organele noastre de cercetare îşi concentrează toată sau aproape toată atenţia pe probleme de optimizări (cost, resurse). Considerăm că nu este încă consolidată suficient aplicarea metodei după criteriul timp, trebuind să i se acorde atenţie în continuare.

După cele arătate mai sus se pot face unele *propuneri*:

— Este necesar să se traseze obligativitatea întocmirii graficelor reţea, din faza de elaborare a S. T. E., ca piesă a proiectului de organizare în locul graficului calendaristic de eşalonare a investiţiei.

— În cadrul unităţilor de execuţie să se înfiinţeze servicii specializate pentru introducerea metodelor moderne de planificare, optimizare şi urmărire a lucrărilor de construcţii; acest serviciu ar urma să aibă atribuţii ce au contingenţă cu tehnologia de execuţie, cu mijloacele de care se dispune, cu organizarea producţiei şi a muncii, relaţii cu beneficiarii şi subantreprenorii, optimizarea sub aspect economic sau al unei juste eşalonări a mijloacelor etc., deci sînt probleme în legătură cu serviciile: tehnolog, tehnic, mecanizare, producţie, plan, organizarea muncii etc.

— Determinarea duratelor lucrărilor să se facă după o examinare a graficelor reţea pe criteriul timp cît şi a unor grafice mai evoluate cu criteriul durată-cost, folosire resurse. Este evident că şi alte elemente sînt luate în considerare la fixarea termenelor de intrare în funcţiune cum sînt: livrările de utilaje din ţară şi străinătate, corelaţia cu necesităţile economiei naţionale etc. Examinarea tuturor poate duce la o decizie justă.

— Eşalonarea asigurării cu mijloace materiale, mecanisme şi forţe de muncă să se facă ţinînd seamă de prevederile graficelor reţea; la definitivarea graficelor reţea trebuie să existe certitudinea asigurării cu mijloace. Considerăm necesară trecerea de la grafic reţea pe obiect la complex de lucrări, la întreprindere şi chiar la nivel de minister; pentru nivelul de execuţie pe şantier trebuie introduse subgrafuri accesibile maiştrilor. Graficul reţea să devină în anul viitor sau în anii viitori singurul document de analiză a mersului lucrărilor, de la nivel de lot pînă la minister şi organe centrale (CSP, BI etc.). În acest caz este necesară organizarea unui sistem dispecer foarte bine pus la punct.

— Redactarea graficelor reţea să se facă de toţi executanţii, antreprenori generali şi subantreprenori; furnizorii să cunoască termenele de livrare înscrise în graficele reţea ale unităţilor de execuţie şi să fie obligaţi a le respecta.

— Ar fi necesar să apară un catalog de grafice tip pentru lucrările cu aceeaşi tehnologie de execuţie (locuinţe, hale, silozuri, drumuri etc.), eventual şi pentru unele tehnologii ale unor părţi de obiect, care prin ansamblare pot da graficele unor obiecte. În ultima instanţă s-ar combina elemente normative tehnice dîndu-se sub formă grafică o exprimare a tehnologiei de lucru (în fişele tehnologice).

— O dată cu generalizarea graficelor reţea după metoda drumului critic, INCERC să experimenteze şi graficele cu diferite criterii de optimizare: cost, resurse (la început cele de tipul capacităţilor de producţie). Propunem optimizarea folosirii forţei de muncă şi a utilajelor grele de construcţii.

— Să se facă schimburi de experienţă în ţară şi în străinătate, comunicări ştiinţifice în sesiuni şi simpozioane, documentări din literatura de specialitate, editarea de cărţi, colaborări la revistele de specialitate etc.

— Trebuie realizat un program de instructaj al celor care ar urma să se ocupe de această problemă în viitor; să se depisteze problemele ce se pretează la calculul cu maşinile electronice, să se apeleze la calculatoarele existente (de la Direcţia Centrală de Statistică, Dispeceratul sistemului energetic naţional, CFR etc.). M. I. C. va avea în 1968 un centru de calcul propriu.

După părerea noastră este necesar ca în anul 1968 să se realizeze grafice reţea la o serie de unităţi etalon, întreaga planificare şi urmărire să se facă după aceste documente unice, iar din anul 1969 să se extindă aplicarea lor la o treaptă superioară (de exemplu centrală, minister).

Este cazul ca introducerea acestei metode, în practica planificării şi urmăririi lucrărilor de construcţii, să capete un caracter mai organizat, prin aplicarea imediată a unor măsuri de către organele de îndrumare a sectorului de construcţii-montaj.

Amortizarea şi defazajul oscilaţiilor termice ale pereţilor exteriori, determinate prin analogie electrică

Conf. ing. V. Focşa
Institutul politehnic – Iaşi

1. CONSIDERAŢII GENERALE

Reducerea masei pereţilor exteriori, la clădirile de locuit cu structuri din panouri mari sau din beton monolit în mai multe straturi, face deosebit de actuală cunoaşterea caracteristicilor şi comportarea elementelor de construcţie în regim nestaţionar de temperatură.

Analiza caracteristicilor termice ale noilor tipuri de pereţi, numai prin prisma rezistenţei la transmisia liniară a căldurii, se dovedeşte necuprinzătoare. Sensibilitatea termică a clădirilor cu structuri de pereţi de masă redusă, la variaţiile de temperatură datorită întreruperilor încălzirii centrale sau la variaţiile de temperatură zilnice ale aerului exterior, în condiţii de iarnă şi de vară, scoate în evidenţă importanţa şi necesitatea cunoaşterii caracteristicilor de amortizare şi defazaj ale oscilaţiilor termice ale pereţilor.

2. AMORTIZAREA ŞI DEFAZAJUL OSCILAŢIILOR TERMICE ALE PEREŢILOR DETERMINATE ANALITIC

După A. M. Sklover [1] inerţia termică a peretelui poate fi exprimată prin raportul dintre amplitudinea temperaturii aerului exterior, A_{t_e}, şi a temperaturii suprafeţei interioare a peretelui, conform relaţiei :

$$\nu = \frac{A_{t_e}}{A_{\tau_i}}. \qquad (1)$$

După Fr. Eichler [2], valorile minime ale amortizării oscilaţiilor termice de către pereţi trebuie să fie cuprinse între 10 şi 15.

După A. M. Sklover valoarea efectivă a amortizării termice a peretelui în mai multe straturi se poate calcula cu relaţia :

$$\nu = 0{,}9 \cdot e^{x} \cdot \frac{S_1 + \alpha_i}{S_1 + U_1} \cdot \frac{S_2 + U_1}{S_2 + U_2} \cdots \frac{S_n + S_{n-1}}{S_n + U_n} \cdot \frac{\alpha_e + U_n}{\alpha_e} \qquad (2)$$

în care :

e^x este funcţia exponenţială a cărei valoare depinde de caracteristica de inerţie ΣD, iar $x = \frac{\Sigma D}{\sqrt{2}}$;

ΣD — caracteristica de inerţie a peretelui în mai multe straturi, determinată cu relaţia :

$$\Sigma D = \sum_{k=1}^{n} R_k \cdot S_k \qquad (3)$$

R_k este rezistenţa termică a unui strat component al peretelui, în m² · h · °C/kcal ;

S_k — coeficientul de asimilare termică a unui strat component al peretelui, în 24 ore, calculat cu expresia

$$S_k = 0{,}51 \cdot \sqrt{\lambda_k \cdot \rho_k \cdot c_k} \qquad (4)$$

$\alpha_i = 0{,}7$ kcal/m²·h°C şi $\alpha_e = 20$ kcal/m²h·°C, valorile coeficientului de schimb superficial al căldurii pe suprafeţele interioară şi respectiv exterioară ale elementului de construcţie ;

$U_1 \ldots U_n$ sînt expresii prezentate în lucrarea [1] în funcţie de poziţia stratului în parte şi valorile D, conform relaţiei

$$U_n = \frac{R_n \cdot S_n^2 + \alpha_e}{1 + R_n \cdot \alpha_e}. \qquad (5)$$

Al doilea indice ce caracterizează comportarea termică a elementelor de construcţie, în regim nestaţionar, este defazajul oscilaţiilor termice, în ore, ce caracterizează întîrzierea de timp a acţiunii de răcire iarna sau de încălzire vara, care poate interveni pe suprafeţele interioară sau exterioară ale elementelor de construcţie.

Analitic, defazajul η al oscilaţiilor termice, pentru structuri în mai multe straturi, se poate calcula cu formula :

$$\eta = \frac{1}{15} \cdot \left(40{,}5 \cdot \sum_{k=1}^{n} D_k - \operatorname{arc\,tg} \frac{\alpha_i}{\alpha_i + U_i \cdot \sqrt{2}} + \right.$$
$$\left. + \operatorname{arc\,tg} \frac{\alpha_e}{U_e + \alpha_e \cdot \sqrt{2}} \right). \qquad (6)$$

După Eichler, valorile admisibile ale defazajului pot fi cuprinse între 6 şi 10.

În tabela 1 s-au prezentat valorile calculate ale amortizării şi defazajului oscilaţiilor termice pe baza relaţiilor (2) şi (6), după care ar rezulta că toate tipurile de pereţi utilizaţi în prezent în R.S. România satisfac valorile propuse de Eichler în ce priveşte amortizarea şi defazajul, situaţie ce este infirmată de comportarea reală a clădirilor în exploatare.

3. METODA ANALOGIEI ELECTRICE ÎN REGIM NESTAŢIONAR

Pentru studiul caracteristicilor termice ale pereţilor în regim nestaţionar s-au realizat dispozitive analogice cu rezistenţe şi capacităţi electrice (fig. 1), ce permit reprezentarea cîmpurilor termice şi a condiţiilor la limită şi determinarea funcţiilor de temperaturi necunoscute, $t\,(x, y, z)$, prin măsurători de potenţial electric şi intensităţi de curent.

Pentru reprezentarea analogică a ecuaţiilor diferenţiale în regim variabil se pleacă de la identitatea ecuaţiilor diferenţiale ale cîmpului termic şi cîmpului electric :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\lambda \frac{\partial t}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda \frac{\partial t}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\lambda \frac{\partial t}{\partial z}\right) = c \cdot \rho \cdot \frac{\partial t}{\partial T}.$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{1}{r_x} \cdot \frac{\partial V}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{1}{r_y} \cdot \frac{\partial V}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{1}{r_z} \cdot \frac{\partial V}{\partial z}\right) = c_e \frac{\partial V}{\partial T_e} \qquad (7)$$

în care :

t este funcţia de temperaturi ;

λ — coeficient de conductivitate termică ;

c — coeficient de căldură specifică ;

ρ — greutatea specifică aparentă a materialelor de construcţie ;

T — timpul termic ;

T_e — timpul electric ;

r_x, r_y, r_z, — rezistenţele electrice ale reţelei electrice omologe reţelei termice pentru calculul cu diferenţe finite, după direcţiile x, y, z ;

c_e — capacitatea condensatorului ;

V — diferenţa de potenţial în nodul considerat al reţelei ;

x, y, z, — coordonate spaţiale.

Tabela 1

Valori comparative ale amortizării şi defazajului pentru tipuri de pereţi din R.S. România

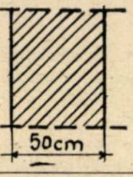
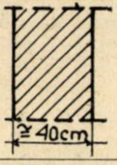
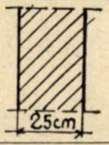
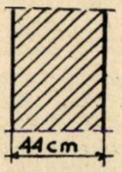
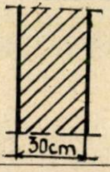
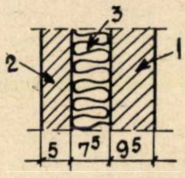
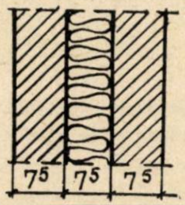
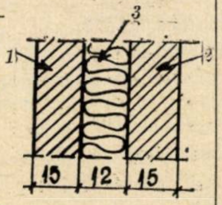
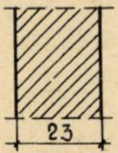
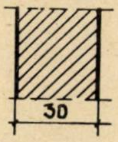
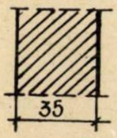
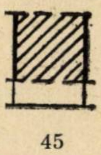
Nr. crt.	Structura peretelui	Rezistența termică R_0 (m²h°C/ /kcal)	Caracteristica de inerție termică (D)	Amortizarea termică γ			Defazajul (ore) η		
				Valori prescrise după Eichler	Valori calculate după Sklover	Valori determinate prin analogie electrică	Valori prescrise după Eichler	Valori calculate după Sklover	Valori determinate prin analogie electrică
1	Zidărie obişnuită ρ = 1 800 kg/m³ c = 0,21 kcal/kg°C λ = 0,70 kcal/m.h.°C 	0,710	5,9	10 ÷ 15 (după alcătuire, destinaţie şi orientare)	$\gamma_{a_e-p_i}$ 77	$\gamma_{p_e-p_i}$ 45	6—10 (după orientare)	$\eta_{a_e-p_i}$ 16	$\eta_{p_e-p_i}$ 14
2	Zidărie obişnuită 	0,570	4,75		34	$\frac{21,6}{20,8}$ prin diferenţe finite		12,3	$\frac{10}{10,8}$ prin diferenţe finite
3	Zidărie obişnuită 	0,357	2,96		10	6,2		7,4	6,1
4	Zidărie cu 30 % găuri verticale ρ = 1 350 kg/m³ c = 0,21 kcal/kg.°C λ = 0,70 kcal/m.h.°C 	0,880	5,33		54	67,5		13,3	13,2
5	Zidărie cu 30 % găuri verticale 	0,600	3,64		16,5	15,5		8,7	8,8
6	Beton armat şi vată minerală (structură nesimetrică) 1,2 = beton armat ρ = 2 600 kg/m³ c = 0,20 kcal/kg°C λ = 1,75 kcal/mh°C 3 = vată minerală ρ = 350 kg/m³ c = 0,20 λ = 0,075 kcal/ m.h°C 	1,082	2,42		24,7	16,00		7,3	6,5
7	Beton armat şi vată minerală (structură simetrică) 	1,086	2,57		29,2	13		7,5	6,5
8	Beton armat şi izolaţie din beton granulit 1 ; 2 — beton armat 3 — beton de granulit ρ = 800 kg/m³ c = 0,21 kcal/kg°C λ = 0,25 kcal/m.h.°C 	0,594	3,43		32,9	17		10,7	8,4

Tabela 1 (continuare)

Nr. crt.	Structura peretelui	Rezistenţa termică R_0 ($m^2h°C/$ /kcal)	Caracteristica de inerţie termică (D)	Amortizarea termică γ			Defazajul (ore) η		
				Valori prescrise după Eichler	Valori calculate după Sklover	Valori determinate prin analogie electrică	Valori prescrise după Eichler	Valori calculate după Sklover	Valori determinate prin analogie electrică
9	Panouri din blocuri ceramice $\rho = 1\,250$ kg/m³ $c = 0{,}21$ kcal/kg°C $\lambda = 0{,}41$ kcal/ m.h.°C  	0,794	4,16		25	12		10	7,8
10	Beton de greutate mijlocie $\rho = 1\,100$ kg/m³ $c = 0{,}20$ kcal/kg°C $\lambda = 0{,}32$ kcal/ m.h.°C  	0,940	3,84		22,3	13		8,7	6,0
11	Beton de greutate mijlocie $\rho = 1\,200$ kg/m³ $c = 0{,}20$ kcal/kg°C $\lambda = 0{,}40$ kcal/ m.h.°C  	0,880	4,40		29,6	17		10,5	6,6
12	Beton $\rho = 1\,400$ kg/m³ $c = 0{,}20$ kcal//kg°C $\lambda = 0{,}50$ kcal/ m.h.°C  	0,900	5,45		63	27		13,7	9,6

Pentru reprezentarea analogică a ecuaţiilor cu diferenţe finite în modelul cu rezistenţe şi capacităţi electrice, se are în vedere relaţia lui Kirchoff (fig. 2):

$$\sum_{i=1}^{n} \frac{V_i - V_0}{r_{0i}} = I_0 \qquad (8)$$

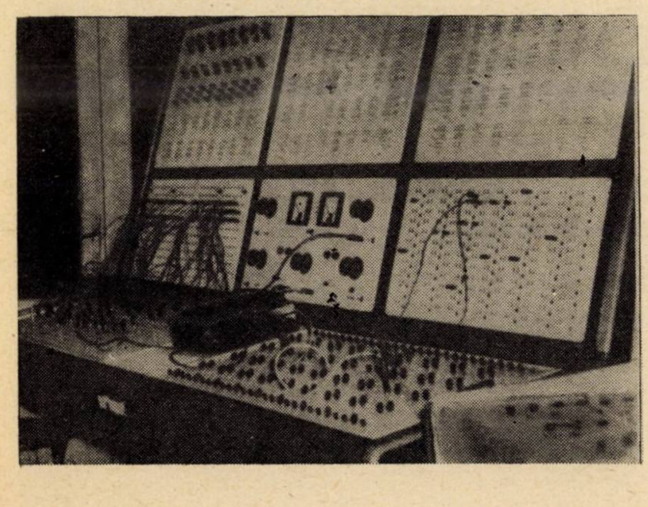
în care:

$$I_0 = c_0 \cdot \frac{\partial V}{\partial T_e} \qquad (9)$$

Cu ajutorul acestor relaţii s-au stabilit scheme electrice pentru trecerea de la expresiile de calcul termic, cu diferenţe finite, la scheme analogice în care mărimile electrice respectă relaţii similare şi condiţiile la limită corespunzătoare domeniului termic studiat.

Avîndu-se în vedere variaţia aproximativ sinusoidală a temperaturii aerului exterior, aerului interior şi a elementelor în construcţie (fig. 3), s-au verificat, prin calculul cu diferenţe finite şi analogie electrică, valorile amortizării şi defazajului oscilaţiilor termice ale peretelui de zidărie de cărămidă obişnuită de 37,5 cm, considerat ca etalon, obţinîndu-se pentru amortizare valorile 20,8 prin diferenţe finite şi 21,6 prin analogie electrică, iar pentru defazaj valorile 10,8 prin diferenţe finite şi 10,0 prin analogie electrică.

Fig. 1. Instalaţie analogică cu rezistenţe şi capacităţi



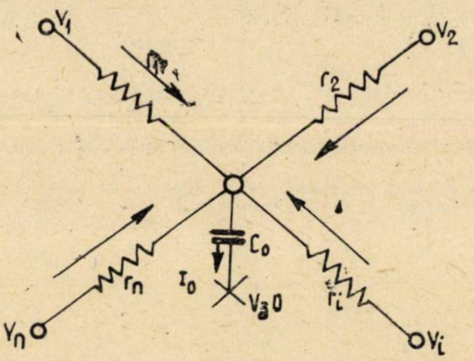


Fig. 2. Nod într-o reţea electrică cu rezistenţe şi capacităţi

În aceste calcule s-a luat în considerare şi capacitatea de amortizare termică a pereţilor interiori şi a planşeelor. Diferenţele relativ mici între valorile amortizării şi defazajului, obţinute prin diferenţe finite şi analogie electrică, scot în evidenţă justeţea metodei analogice ce a fost extinsă la studiul termic în regim nestaţionar al principalelor tipuri de pereţi utilizaţi în R. S. România. În figura 4 se prezintă schema instalaţiei modelului analogic electric folosită la studiul caracteristicilor termice ale pereţilor în regim nestaţionar. În figura 5 se prezintă schematic ipoteza lui Sklover privind amortizarea oscilaţiilor termice în pereţii exteriori, sub influenţa rezistenţei termice şi a masei acestora şi ipoteza adoptată de noi considerînd şi capacitatea de amortizare termică a elementelor interioare de construcţie. Coeficientul de amortizare termică s-a definit ca raport al amplitudinilor de

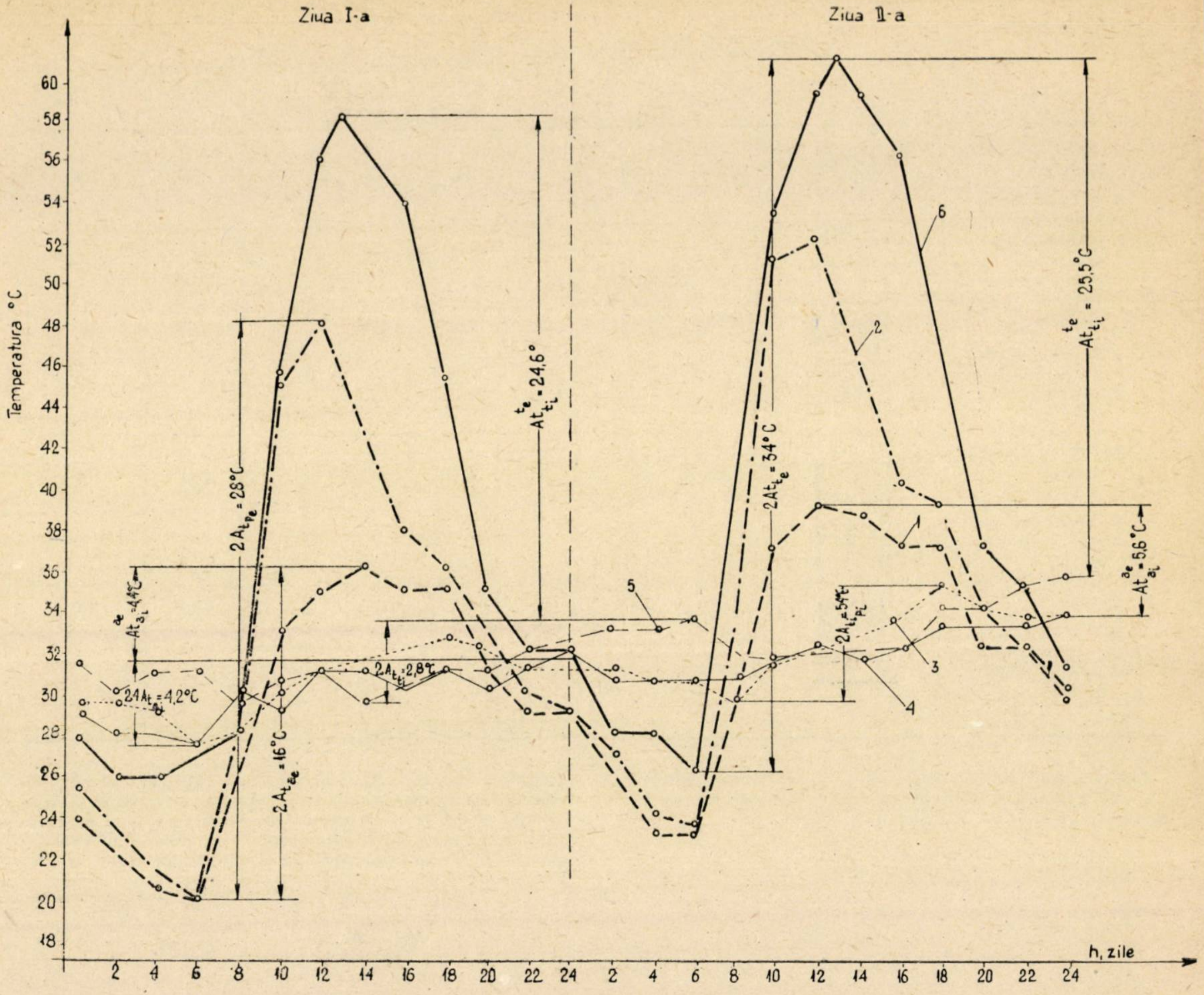
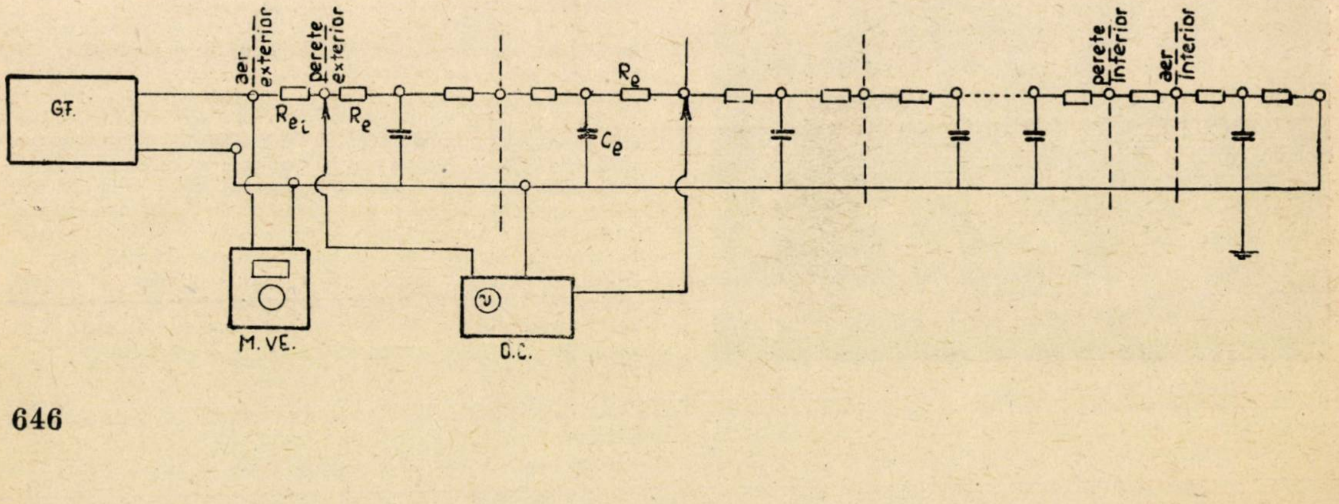


Fig. 3. Variația temperaturii aerului interior și exterior și a elementelor de construcție la o clădire cu structură din panouri mari, proiect ISCAS în 3 straturi, în condiții de vară

1 – curba variației temperaturii aerului exterior; 2 – curba variației temperaturii suprafeței exterioare a pereților exteriori; 3 – curba variației temperaturii suprafeței interioare a pereților exteriori; 4 – curba variației temperaturii aerului interior; 5 – curba variației temperaturii suprafeței interioare a terasei; 6 – curba variației temperaturii suprafeței exterioare a terasei

Fig. 4. Schema instalației modelului analogic electric
R_e – reszistența electrică; C – capacitate electrică:
G. F – generator de frecvență; MVE – milivoltmetru electronic;
OC – oscilograf catodic



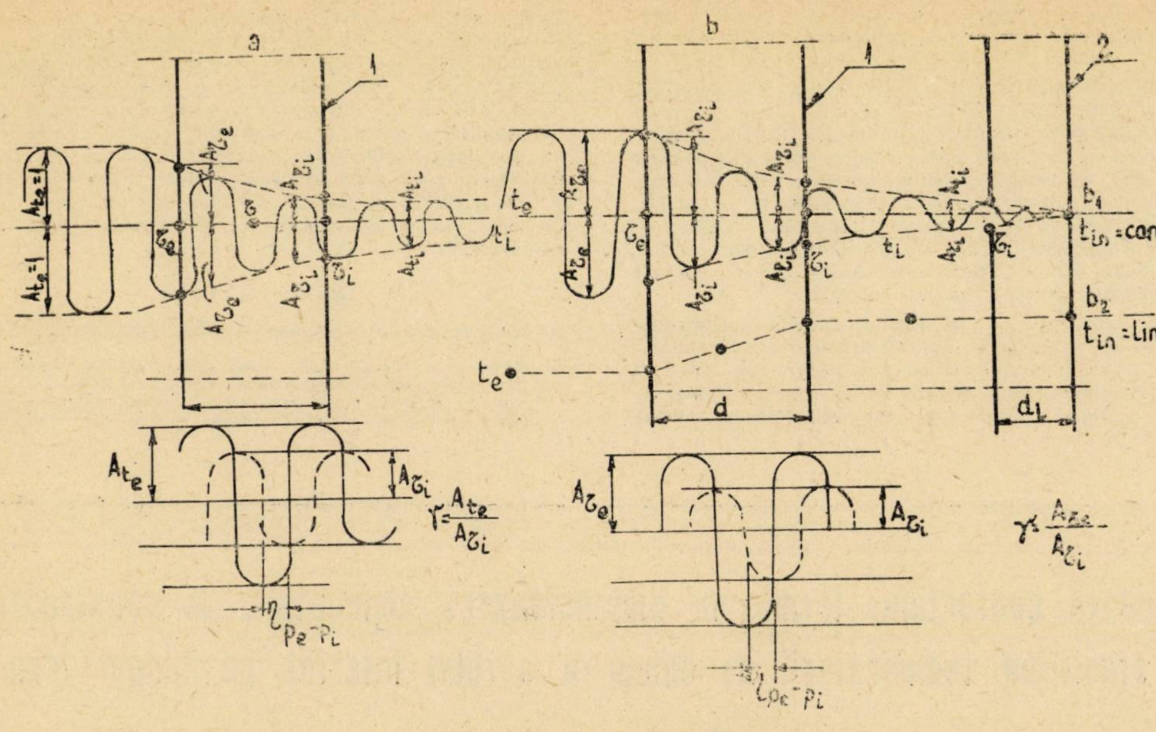
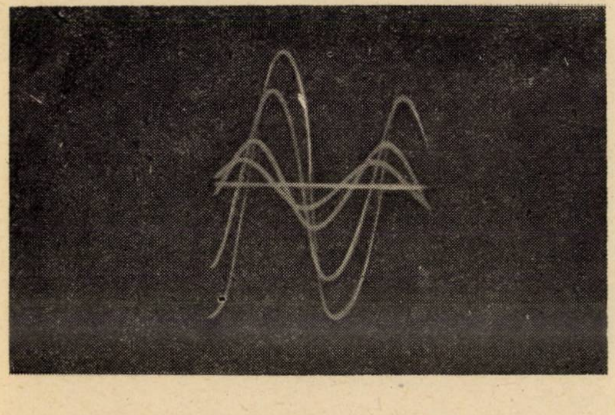

a
b
1
2
$A_{t_e}=1$
A_{τ_e}
A_{τ_i}
t_e
t_i
τ_e
τ_i
b_1
t_{in} = const.
b_2
t_{in} = liniar
d
d_1
A_{t_e}
$\gamma = \frac{A_{t_e}}{A_{\tau_i}}$
η
$\varphi_e - \varphi_i$

Fig. 5. Amortizarea și defazajul oscilațiilor termice

1 – perete exterior; 2 – perete echivalent
b_1 – temperatura inițială constantă în perete;
b_2 – temperatura inițială liniară în perete;
t_{in} – temperatura inițială

variație a temperaturii suprafeței exterioare și interioare a pereților exteriori $\left(\nu = \frac{A_{\tau_e}}{A_{\tau_i}}\right)$. Pe ecranul osciloscopului montat în instalația de modelare s-a obținut prin măsurare directă amortizarea și defazajul oscilațiilor termice (fig. 6). Amortizarea oscilațiilor termice s-a putut obține și exact prin măsurarea căderilor de potențial în secțiunile limită ale peretelui.

Fig. 6. Determinarea amortizării și defazajului prin fotografierea oscilațiilor electrice pentru diferite secțiuni ale elementului de construcție



4. VALORILE AMORTIZĂRII ȘI DEFAZAJULUI TERMIC LA PEREȚI ȘI INTERPRETAREA LOR

În tabela 1 se prezintă valorile amortizării și defazajului oscilațiilor termice ale pereților, calculate după Sklover și prin metoda analogiei electrice [3], comparativ cu valorile admisibile recomandate de Eichler, pentru principalele tipuri de pereți.

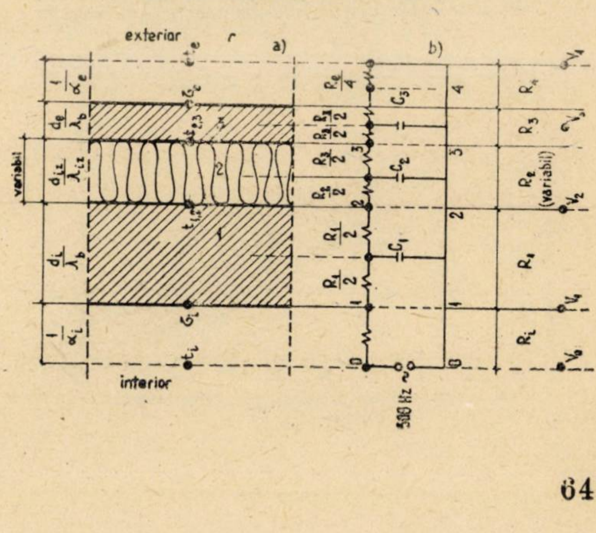
Se constată că valorile amortizării termice, calculate după Sklover, sînt mai mari în comparație cu cele determinate prin analogie electrică.

Valorile amortizării termice, calculate după Sklover, sînt supraestimate deoarece și în cazul peretelui de o cărămidă și jumătate grosime (37,5 cm), valoarea amortizării egală cu 34 este mult diferită față de valoarea 21,6 rezultată prin analogie electrică și 20,8 calculată cu ajutorul diferențelor finite. Conform valorilor efective ale amortizării, calculate după Sklover, și a valorilor admisibile prescrise de Eichler, ar rezulta că toate tipurile de pereți utilizate în prezent în R.S. România ar corespunde din punct de vedere termic, ceea ce este infirmat în practică.

Rezultă deci că valorile admisibile ale amortizării termice, 10...15, propuse de Eichler, în funcție de alcătuirea, destinația și orientarea pereților, sînt prea mici. Avînd în vedere comportarea corespunzătoare, sub aspectul confortului termic, a peretelui din zidărie de cărămidă plină de 37,5 cm grosime, în condițiile cele mai generale de climat din țara noastră, propunem valoarea minimă 20 pentru amortizarea termică a pereților. Pe baza acestei propuneri este necesară creșterea rezistenței termice a pereților în trei straturi (panouri mari

Fig. 7. Optimizarea soluțiilor de pereți sub aspectul amortizării și defazajului oscilațiilor termice

a) Modelul termic; b) Modelul electric.
d_{iz}, R_e și C_2 sînt elemente variabile


exterior
a)
b)
$\frac{1}{\alpha_e}$
$\frac{d_e}{\lambda_b}$
$\frac{d_{iz}}{\lambda_{iz}}$
variabil
$\frac{d_i}{\lambda_b}$
$\frac{1}{\alpha_i}$
t_e
τ_e
τ_i
t_i
$\frac{R_e}{4}$
$\frac{R_3}{2}$
$\frac{R_2}{2}$
$\frac{R_1}{2}$
C_3
C_2
C_1
0
1
2
3
4
R_4
R_3
R_2 (variabil)
R_1
R_i
V_4
V_3
V_2
V_1
V_0
interior
500 Hz ~

prefabricate sau beton monolit) corespunzător la 9,5 cm grosime vată minerală, pentru a se obţine echivalenţa termică cu peretele etalon.

În ce priveşte defazajul oscilaţiilor termice ale pereţilor, valorile calculate după Sklover au rezultat între 7,3 şi 16 faţă de 6,0 pînă la 14, calculate prin analogie electrică. Valorile defazajului determinate prin analogie electrică sînt ceva mai mici faţă de valorile calculate analitic după Sklover. Ţinînd seamă de valorile admisibile recomandate de Eichler, între 6···10, considerăm că pentru climatul nostru valoarea defazajului oscilaţiilor termice ale pereţilor exteriori nu trebuie să coboare sub 10. Tipurile de bază de pereţi utilizaţi în R.S. România satisfac această condiţie.

Subliniem că metoda analogiei electrice permite optimizarea soluţiei termice a pereţilor prin modificarea convenabilă a rezistenţei termice în modelul electric (figura 7), pînă la obţinerea valorilor permise pentru amortizare şi defazaj. În acest caz, grosimea izolaţiei, d_{iz}, este variabilă în modelul termic, ceea ce determină variaţia rezistenţei R_2 şi capacităţii electrice C_2 în modelul electric. Variind rezistenţele termice şi elementele electrice omoloage, rezultă variaţia corespunzătoare a temperaturilor τ_i, τ_e şi a tensiunilor V_1, V_3 pînă la limitele valorilor prescrise ale amortizării termice. Corespunzător variaţiei elementelor termice şi electrice are loc şi variaţia defazajului oscilaţiilor termice, care se poate citi direct pe ecranul osciloscopului. Utilizarea instalaţiilor şi dispozitivelor analogice electrice devine astfel deosebit de utilă pentru optimizarea şi proiectarea termotehnică a constrcuţiilor.

Bibliografie

[1] Eichler Fr : *Praktische Wärmelehre im Hochbau*. Berlin, Verlag für Bauwesen, 1964.

[2] Sklover A. M., Vasiliev B. F. : *Canovi stroitelnoi teplotehniki jilîh i obscest vennîh zdanii*. Moscova, Gos. izd. liter postroit. i arh. 1956.

[3] Focşa V. : *Rezistenţa termică, amortizarea şi defazajul oscilaţiilor termice ale pereţilor, determinate prin analogie electrică*, Lucrare de doctorat, 1966, Cluj

---

Influenţa confortului termic în dimensionarea elementelor de construcţii şi stabilirea temperaturii de calcul a aerului interior pe timpul iernii

Ing. Şt. Georgescu
C.S.C.A.S.

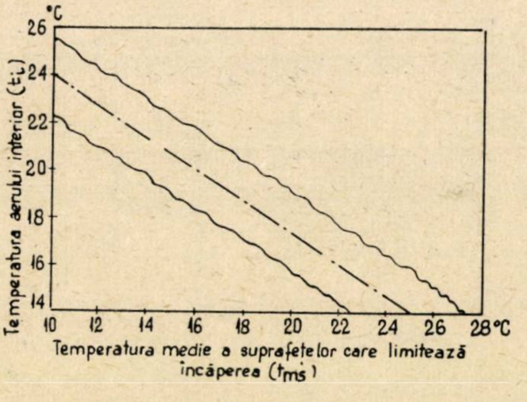
INTRODUCERE

Realizarea economică a unui grad de confort minimal constituie azi problema de bază în dimensionarea din punct de vedere termic a elementelor de construcţii şi în proiectarea instalaţiilor de încălzire. Pînă în prezent s-a considerat că minimum de confort este asigurat prin normarea temperaturii aerului interior şi diferenţa de temperatură între aerul interior şi suprafaţa interioară a elementelor de construcţie care limitează încăperea.

Pentru încăperile de dimensiuni mici şi cu suprafeţe vitrate reduse, aceste norme au dat rezultate satisfăcătoare fiind bazate pe experienţa clădirilor similare executate în trecut.

Introducerea însă pe scară largă a suprafeţelor vitrate mari la pereţii exteriori, în special în cazul halelor industriale cu deschideri şi înălţimi mari, a provocat reconsiderarea normelor existente şi pune din nou în discuţie modul de determinare a parametrilor necesari obţinerii confortului minimal, avînd în vedere că pînă în prezent nu există un parametru normat care să cuprindă influenţa poziţiei punctului de lucru faţă de suprafaţa rece.

Fig. 1. Relaţia optimă între temperatura aerului interior (t_i) şi temperatura medie (t_{ms}) a suprafeţelor care limitează încăperea



RELAŢIA ÎNTRE CLIMA INTERIOARĂ ŞI TEMPERATURA MEDIE A SUPRAFEŢELOR INTERIOARE ALE ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢII

Cercetările făcute în ultimii ani au confirmat că parametrii de bază în precizarea gradului de confort termic interior sînt :

- temperatura aerului interior (t_i)
- temperatura suprafeţelor interioare ale elementelor care limitează încăperea (t_{ms})
- umiditatea aerului interior (ρ_i)
- viteza de mişcare a aerului interior (w).

Relaţia care există între aceşti parametri nu a putut fi stabilită pînă în prezent în mod exact, datorită în special caracterului oarecum subiectiv al senzaţiei de confort.

În literatura noastră de specialitate a fost introdusă în 1961 diagrama lui F. Roedler privind relaţia optimă între temperatura aerului şi temperatura medie a suprafeţelor care limitează încăperea, aşa cum se arată în diagrama din figura 1.

Dintre formulele foarte variate care au fost propuse pînă în prezent în tratatele străine de diverşi autori, cercetări experimentale mai recente au arătat că rezultate satisfăcătoare a dat formula lui Van Zuilen (Olanda) şi care se prezintă în felul următor :

$$B = C + 0,25\ (t_i + t_{ms}) + 0,1\ \varkappa - 0,1\ (37,8 - t_i) \cdot \sqrt{w}$$

în care :

B este un indicator de confort
C — o constantă care în perioada de iarnă are valoarea $C = -9,2$, iar în perioada de vară $C = -10,6$.
t_i — temperatura aerului interior, în °C
t_{ms} — temperatura medie a suprafeţelor interioare ale elementelor de construcţie care limitează încăperea, în °C.
$\varkappa$ — conţinutul de apă din aerul interior, exprimat în g/kg aer uscat.
w — viteza aerului, în m/s.

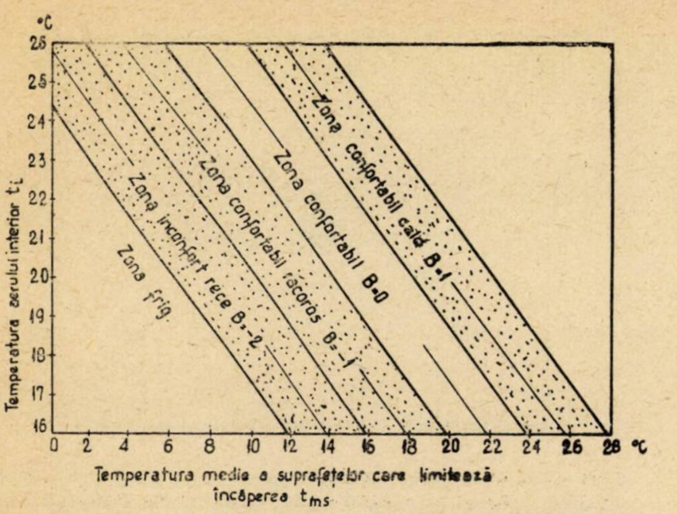


Fig. 2. Grade de confort termic în funcție de temperatura aerului interior (t_i) și temperatura medie (t_{ms}) a suprafețelor care limitează încăperea, pentru w = 0,2 m/s și $\varphi_i = 60\%$.

Aprecierea confortului pe baza valorilor obținute pentru indicatorul B se face după cum urmează :

$B = -3$ ....frig

$B = -2$ ....inconfort rece

$B = -1$ ....confortabil răcoros

$B = 0$ ....confortabil

$B = +1$ ...confortabil cald

$B = +2$ ...inconfort cald

$B = +3$ ...foarte cald.

După cum se poate observa din formulă, condițiile de climat exterior, respectiv temperatura aerului exterior, influențează direct indicatorul de confort prin intermediul temperaturii t_{ms}.

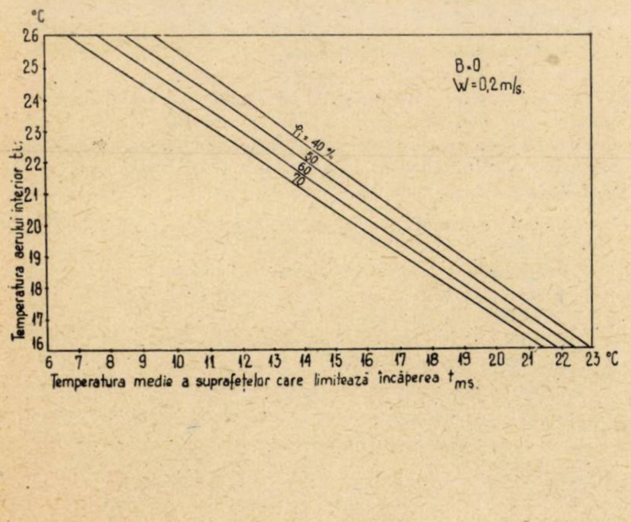
În calculele făcute pînă în prezent s-a urmărit obținerea indicatorului $B = 0$ (confortabil) pentru o temperatură medie a aerului exterior în luna cea mai rece a anului și indicatorul $B = -1$ (confortabil răcoros) pentru temperaturile de calcul minime prevăzute în STAS 6435—61, avînd în vedere că aceste temperaturi scăzute au o durată redusă de 2—3 zile.

Pentru înțelegerea mai ușoară a modului cum variază acești parametri între ei, autorul prezentei lucrări a întocmit diagramele din figurile 2 și 3, în care se arată variația indicelui de confort termic B în funcție de parametrii t_i, t_{ms} și φ_i. În aceste diagrame s-a avut în vedere că în practica curentă, clădirile care pun condiții de confort termic au o temperatură interioară (t_i) care variază între +16°C și +26°C, cu umidități relative ale aerului interior (φ_i) între 40% și 70%, iar viteza aerului interior s-a luat cu aproximație w = 0,2 m/s.

Analizînd relațiile care rezultă între parametrii care influențează confortul termic, așa cum apare din figurile 2 și 3 se pot face următoarele constatări interesante :

— Diagrama elaborată pe baza formulei lui Van Zuilen se apropie foarte mult de diagrama lui Roedler.

Fig. 3. Variația confortului termic în funcție de umiditatea relativă a aerului interior (φ_i), temperatura aerului interior (t_i) și temperatura medie (t_{ms})



— În unele prescripții străine apare normată aprecierea temperaturii de confort ca o medie aritmetică între temperatura aerului interior (t_i) și a suprafețelor care limitează încăperea (t_{ms}) ;

$$t_c = \frac{t_i + t_{ms}}{2}. \qquad [°C]$$

Această medie conduce însă la rezultate mult diferite față de diagramele din figurile 1, 2 și 3. Astfel, la o creștere cu un grad a temperaturii aerului interior corespunde o scădere de circa 1,4 grd. a temperaturii medii t_{ms}, pentru a se obține același indice de confort, adică cu + 40% mai mult.

Pentru a apropia rezultatele ar fi necesar ca formula să fie modificată cel puțin în forma următoare :

$$t_c = \frac{t_i + 0{,}7\, t_{ms}}{2} \qquad [°C]$$

— Variația gradului de umiditate interioară a aerului are o importanță relativ redusă. Astfel la aceeași temperatură t_i a aerului interior de + 20°C, la o variație a umidității relative a aerului de la 40% la 70%, temperatura medie t_{ms} variază cu maxim 2 grd.

Prin umidificarea aerului, temperatura lui poate scădea fără ca gradul de confort să sufere modificări, însă în limite foarte reduse.

— La aceeași temperatură a aerului interior t_i, gradarea confortului în funcție de temperatura medie t_{ms} s-a făcut la 4 grd, ceea ce reprezintă o diferență relativ mare și care se datorește subiectivității și variației foarte mari pe care o prezintă senzația de confort termic.

Diagramele de confort și normarea temperaturii suprafeței elementelor de construcții

Examinînd diagramele din figurile 2 și 3 față de prevederile standardului E — 6472 — 61 „Termotehnica în construcții — Elemente fundamentale de proiectare", se observă unele discrepanțe privind aprecierea confortului termic. Astfel, pe baza unor normative internaționale, diferența de temperatură între suprafața interioară a elementelor de construcție și aerul interior nu poate depăși anumite valori, care au fost fixate, avînd la bază asigurarea confortului termic interior și evitarea apariției condensului pe suprafața elementelor de construcție.

Aceste diferențe sînt normate și ele figurează în toate normativele internaționale, avînd valori între 4,5 grd și 12 grd.

Comparînd aceste valori cu diagrama din figura 2 se constată că ele nu pot asigura un confort termic decît pentru temperaturi ale aerului interior mai mari de + 18°C. Astfel, la această temperatură, trebuie asigurată o temperatură medie t_{ms} = + 12,5°C, în care medie este cuprinsă și temperatura suprafețelor vitrate.

La halele cu temperaturi ale aerului interior de +16°C, temperatura medie t_{ms} a elementelor de construcție ar trebui să fie tot + 16°C, ceea ce în mod practic nu este posibil. Avînd în vedere că temperatura aerului interior de +16°C se prevede de obicei în hale în care lucrătorii depun o muncă fizică grea, s-a acceptat premiza că se pot dimensiona elementele de construcții în acest caz în limitele zonei de inconfort rece ($B = -2$).

Rezultă deci că, la halele industriale, aplicarea condițiilor din STAS E —6472—61 nu sînt suficiente pentru dimensionarea corectă din punct de vedere termic a elementelor de construcții în vederea asigurării confortului necesar și este necesar a se lua în considerare ansamblul tuturor elementelor de construcție care compun încăperea.

Spre exemplu apare cu totul inutilă supradimensionarea unor spaleți de zidărie exterioară reduși ca suprafață și care reprezentînd un procent mic din suprafața totală nu au practic nici o influență asupra senzației de confort termic.

DETERMINAREA TEMPERATURII MEDII (t_{ms}) A SUPRAFEȚELOR INTERIOARE

Temperatura medie t_{ms} a suprafețelor interioare ale elementelor de construcție care limitează încăperea acționează ca un parametru în stabilirea gradului de confort, datorită schimbului de căldură prin radiație între corpul omenesc și aceste suprafețe, așa cum se arată în schema din figura 4.

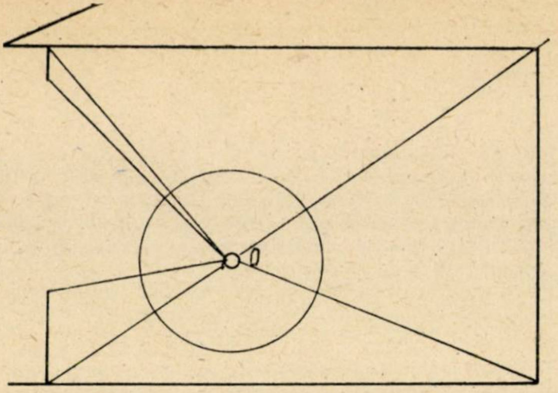


Fig. 4. Unghiul sub care se face schimbul de căldură prin radiaţie între suprafeţele înconjurătoare şi punctul considerat din interiorul încăperii

Pentru a aprecia efectul acestor suprafeţe pînă în prezent s-a calculat media temperaturii lor după formula

$$t_{ms} = \frac{A_1 t_1 + A_2 t_2 + \dots + A_n t_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \qquad [°C]$$

în care :

A_1, A_2,...A_n sînt suprafeţele efective ale elementelor de construcţie care limitează încăperea ;
t_1, t_2,...t_n — temperaturile acestor suprafeţe.

Schema din figura 4 arată însă că temperatura medie în punctul O nu depinde de suprafaţa efectivă a elementului de construcţie, ci de unghiul sub care ele se văd din punctul O. Spre exemplu unghiul în care este cuprinsă fereastra este egal cu unghiul în care e cuprins peretele opus, deşi dimensiunile acestor suprafeţe sînt foarte diferite.

Rezultă deci că pentru a verifica influenţa temperaturii elementelor care compun încăperea, asupra unui punct din interior, este necesar ca temperatura medie t_{ms} să fie calculată făcînd media în funcţie de unghiul sub care se văd suprafeţele încăperii.

Poziţia punctului pentru care se calculează t_{ms} faţă de suprafeţele reci este foarte importantă, în special în cazul halelor industriale, şi apare ca o greşeală în aceste cazuri a considera o temperatură medie t_{ms} independentă faţă de poziţia punctului fix de lucru.

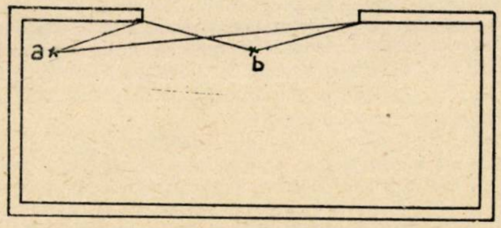


Fig. 5. Influenţa amplasamentului asupra unghiului de influenţă a suprafeţei reci

Spre exemplu, în figura 5, se poate vedea cît de diferite sînt poziţiile „a" şi „b" din punct de vedere al influenţei suprafeţelor înconjurătoare şi în special al suprafeţei vitrate reci.

Luarea în considerare a unghiului în care sînt cuprinse elementele care compun încăperea, deşi apropie mult calculul de realitatea fizică, nu rezolvă totuşi încă complet problema confortului din punct de vedere al influenţei suprafeţei reci. Astfel, dacă pe o latură corpul omenesc este supus unei radiaţii foarte calde, iar pe partea opusă este expus spre o suprafaţă foarte rece, cele două temperaturi nu se compensează şi nu se poate obţine confortul necesar, chiar dacă media lor e relativ ridicată.

Din cauza aceasta apare necesar a se verifica şi asigura ca, în orice punct al pielei, media temperaturilor suprafeţelor t_{ms}, care influenţează asupra acestui punct, să nu depăşească anumite valori normate.

Calculul se poate face relativ uşor, considerînd un plan tangent în punctul de pe piele orientat cel mai defavorabil sub aspectul expunerii către suprafeţele reci ale încăperii.

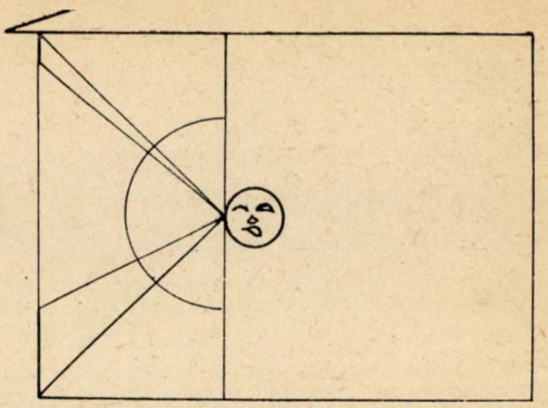


Fig. 6. Emisfera de influenţă asupra punctului de tangenţă

Spre exemplu considerînd capul omenesc ca o sferă şi ducînd un plan tangent la această sferă, punctul de tangenţă este influenţat numai de temperatura suprafeţelor cuprinse în emisfera determinată de acest plan, aşa cum se arată în figura 6.

Pentru a obţine în calcule punctul cel mai critic, este necesar a se considera punctul fix de lucru amplasat cel mai apropiat de suprafeţele reci şi a orienta planul tangent astfel ca să cuprindă cît mai mult din aceste suprafeţe.

În felul acesta determinarea temperaturii t_{ms} nu se mai face „în medie" pe încăpere, ci asigură confortul termic minim necesar în punctele ei de lucru cele mai critice, ţinînd seamă de suprafeţele nefavorabile expuse ale corpului omenesc.

Calculul în acest sistem nu este dificil şi se face în proiectarea construcţiilor în mod curent de arhitecţi la stabilirea energiei radiante luminoase în calculul luminatului natural. Astfel, prin aplicarea diagramelor lui Daniliuc se poate determina procentul s din suprafaţa emisferei ocupat de fiecare element de construcţie, iar temperatura medie t_{ms} în punctul considerat va fi :

$$t_{ms} = s_1 t_1 + s_2, t_2 \dots + s_n t_n \qquad [°C]$$

în care :

t_1, t_2, ... t_n sînt temperaturile suprafeţelor elementelor de construcţie care sînt văzute din punctul de tangenţă al planului considerat, în °C ;
s_1, s_2, ... s_n — suprafeţele proiectate raportate la suprafaţa sferei, în %, şi care respectă relaţia $s_1 + s_2 + \dots . s_n = 1$.

Calculul în acest fel prezintă avantaje deosebite faţă de actualul sitem, în care se consideră t_{ms} ca o medie a tuturor suprafeţelor efective care compun încăperea şi care nu poate da rezultate concludente decît în cazul încăperilor mici, în care suprafeţele radiante au temperaturi apropiate.

EXEMPLU DE CALCUL COMPARATIV

Pentru exemplificare se consideră o încăpere industrială cu dimensiunile schemei din figura 7, în care încălzirea se face cu aeroterme.

Temperaturile luate în considerare sînt :

— temperatura aerului interior $t_i = + 18°C$
— temperatura aerului exterior $t_e = - 15°C$.

Temperaturile suprafeţelor interioare ale elementelor de construcţie care compun încăperea, avînd în vedere diferenţele de temperatură maxim admise normate faţă de temperatura aerului interior, conform STAS E 6472—61, se iau în felul următor :

— pereţi interiori $t_i = + 10°C$
— tavan $t_2 = + 11°C$
— pardoseală $t_3 = + 14°C$
— perete interior $t_4 = + 18°C$
— fereastră cu geamuri simple $t_5 = - 4°C$
— fereastră cu geamuri duble $t_6 = + 6°C$.

Din diagrama prezentată în figura 2 rezultă că la $t_i = +18°C$ se pot considera ca acceptabile următoarele temperaturi medii t_{ms}:

— pentru muncă uşoară cu puncte fixe de lucru $t_{ms} = +13°C$

— pentru muncă grea cu eforturi fizice mari $t_{ms} = +\ 9°C$.

Se iau în considerare pentru comparaţie două puncte de lucru A şi B la cota + 1,00 m amplasate conform figurii 7. Prin punctele A şi B se duc planuri paralele cu peretele vitrat, care oferă temperatura cea mai redusă. Se va calcula atît temperatura medie t_{ms} prin metoda indicată în această lucrare, cît şi prin metoda suprafeţelor efective utilizată pînă în prezent, pentru a se putea examina comparativ rezultatele obţinute.

Punctul A

— Calculînd cu ajutorul diagramelor lui Daniliuc procentul de suprafeţe radiante se obţine:

— fereastră	0,47
— plafon	0,03
— zid exterior	0,25
— pardoseală	0,25
Total	1,00.

Temperatura medie t_{ms} va fi:

a — în cazul ferestrei simple:

$$t_{ms} = -\ 0{,}47\cdot 4 + 0{,}03\cdot 11 + 0{,}25\cdot 10 + 0{,}25\cdot 14$$
$$t_{ms} = +\ 4{,}5°C$$

b — în cazul ferestrei duble:

$$t_{ms} = +\ 0{,}47\cdot 6 + 0{,}03\cdot 11 + 0{,}25\cdot 10 + 0{,}25\cdot 14$$
$$t_{ms} = +\ 9{,}2°C:$$

Punctul B

— Calculînd cu ajutorul diagramelor lui Daniliuc procentul de suprafeţe radiante se obţine:

— fereastră	0,23
— plafon	0,25
— pardoseală	0,43
— perete exterior	0,09
Total	1,00

Temperatura medie t_{ms} va fi:

a — în cazul ferestrei simple:

$$t_{ms} = -\ 0{,}23\cdot 4 + 0{,}25\cdot 11 + 0{,}43\cdot 14 + 0{,}09\cdot 10$$
$$t_{ms} = +\ 8{,}8°C$$

b — în cazul ferestrei duble:

$$t_{ms} = +\ 0{,}23\cdot 6 + 0{,}25\cdot 11 + 0{,}43\cdot 14 + 0{,}09\cdot 10.$$
$$t_{ms} = +\ 11°C.$$

Dacă se face calculul temperaturii t_{ms}, ţinînd seamă exclusiv de suprafaţa efectivă a elementelor de construcţie, suprafeţele de calcul vor fi:

— fereastră	5×30	= 150	9,0%
— parapet	1×30	= 30	14,9%
— pereţi exteriori	2×6×18	= 216	
— perete interior	6×30	= 180	10,9%
— plafon	18×30	= 540	32,6%
— pardoseală	18×30	= 540	32,6%
		1 656 m²	100,0%.

Temperatura medie t_{ms} va fi:

a — în cazul ferestrei simple:

$$t_{ms} = -\ 0{,}09\cdot 4 + 0{,}149\cdot 10 + 0{,}109\cdot 18 + 0{,}326\cdot 11 + {} + 0{,}326\cdot 14$$
$$t_{ms} = +\ 11{,}23°C$$

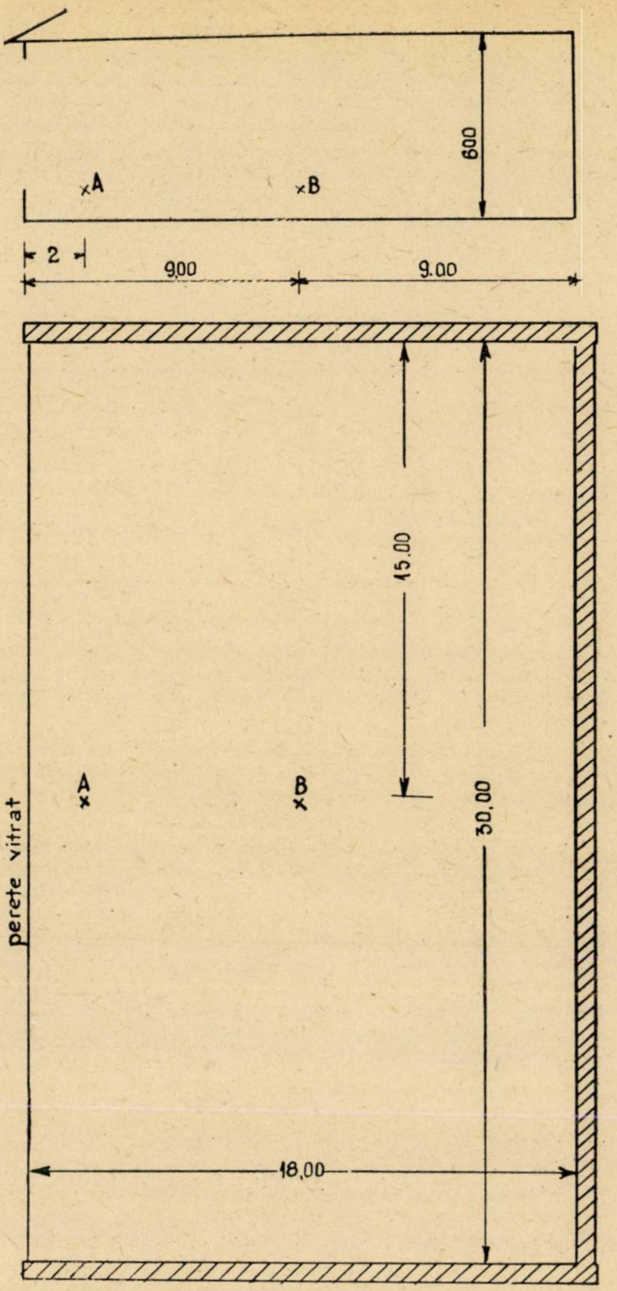


Fig. 7. Exemplu de calcul într-o încăpere industrială

b — în cazul ferestrei duble:

$$t_{ms} = +\ 0{,}09\cdot 6 + 0{,}149\cdot 10 + 0{,}109\cdot 18 + 0{,}326\cdot 11 + {} + 0{,}326\cdot 14$$
$$t_{ms} = +\ 12{,}13°C.$$

Rezultatul acestor calcule se prezintă comparativ în tabela 1.

Tabela 1

Temperatura medie t_{ms} în °C (exemplu de calcul)

Ipoteza de calcul	Punct A	Punct B
Suprafeţele proiectate		
· fereastră simplă	+4,5	+ 9,4
· fereastră dublă	+9,2	+11
Suprafeţe efective		
· fereastră simplă	+11,2	
· fereastră dublă	+12,1	

Dacă se încearcă rezolvarea confortului prin mărirea rezistenței termice a suprafețelor vitrate, observăm că în toate cazurile e necesară cel puțin dublarea geamurilor. Această prevedere apare însă insuficientă în cazul unor procese tehnologice care nu cer eforturi fizice mari, cum sînt de exemplu în întreprinderile de confecții textile, secții de montaj etc.

Pentru compensarea efectului suprafețelor vitrate se pot prevedea sub ferestre elemente de radiator la +90°C, care în ipoteza că acoperă 40 % din suprafața interioară a parapetului modifică temperatura medie t_{ms}, așa cum se arată în tabela 2.

Tabela 2

Temperatura medie t_{ms} în °C (exemplu de calcul)

Ipoteza de calcul	Punct A	Punct B
Suprafețe proiectate		
· fereastră simplă	+11,5	+10,5
· fereastră dublă	+16,2	+12,7
Suprafețe efective		
· fereastră simplă	+12	
· fereastră dublă	+12,8	

Temperaturile obținute în acest caz acoperă toate necesitățile de confort mărit în ipoteza ferestrelor duble, iar în cazul industriei cu munci fizice grele se pot menține chiar ferestrele simple.

Este interesant de observat că dacă se pun elemente de radiator, temperatura medie t_{ms} este mai mare în apropierea peretelui vitrat decît în centrul halei.

Obținerea unui minim de confort necesar se poate face și pe calea majorării temperaturii aerului interior. Astfel, în cazul ferestrei duble, în punctul A, unde $t_{ms} = +9{,}2$°C, apare suficient a se mări la + 21°C temperatura aerului interior, pentru a se asigura confortul termic minim necesar, indicat în diagrama din figura 2.

In ce măsură este mai economic a se prevedea o soluție cu radiatoare sau să se mărească capacitatea instalației de încălzire cu aeroterme, aceasta e o problemă specifică tipului de clădire proiectat, asupra căruia ne propunem să revenim în cadrul unei alte lucrări.

★

Examinînd comparativ rezultatele obținute din exemplul de calcul prezentat se pot face următoarele constatări :

— Calculul pe baza suprafețelor proiectate pune mai bine în evidență influența suprafețelor reci ale elementelor de construcție, în special pentru punctele de lucru din apropierea lor.

— Numai acest sistem de calcul permite a se observa influența pe care o are distanța punctului de lucru de suprafețele reci ale clădirii.

— Temperatura de calcul a aerului interior devine o variabilă în funcție de caracteristicile reale ale clădirii și de poziția punctului de lucru.

— Apare inutil în calculul confortului interior și respectiv stabilirea temperaturii aerului interior să se țină seamă numai de suprafețele efective ale elementelor care limitează încăperea, întrucît temperatura t_{ms} pentru partea corpului expusă la ferestre poate fi mai redusă cu 6 ÷ 7 grd în funcție de poziția punctului de lucru.

— Ponderea suprafeței vitrate este foarte mare în stabilirea temperaturii medii t_{ms}. Astfel pentru pct. A temperatura ferestrei influențează în proporție de 47 %, pe cînd la pct. B, în centrul încăperii, proporția este de numai 23 %. Dacă calculele se conduc după metoda actuală a suprafețelor efective, procentul de suprafață a ferestrelor este numai 9 %, deși aproape tot peretele de pe una din laturile lungi ale halei este complet vitrat și deci pe baza acestei metode nu se pot face constatări concludente.

— Ambele metode dau valori apropiate pentru punctele de lucru din centrul încăperii sau mai apropiate de suprafețele calde.

— Pentru asigurarea confortului termic minim necesar este obligatoriu a se verifica punctele critice și nu media pe încăpere. Astfel, pe baza calculului temperaturii medii t_{ms} a suprafețelor efective ale încăperii, rezultă că o temperatură a aerului $t_i = +19$°C este suficientă pentru a se obține gradul de confortabil răcoros.

În realitate peretele vitrat cu geamuri simple este în mod sigur total neconfortabil pentru punctele de lucru din apropierea lui, chiar dacă temperatura aerului interior este mult mai mare ; în acest caz, aprecierea confortului pe baza temperaturii t_{ms} a suprafețelor efective ale elementelor de construcție poate conduce la concluzii eronate.

— Prin amplasarea rațională a unor suprafețe radiante calde arhitectul proiectant are posibilitatea să rezolve ușor un confort termic egal în toate punctele încăperii.

— Apare inutilă supradimensionarea unor spaleți sau parapete de zidărie exterioară, care la suprafețe reduse nu au practic nici o influență asupra gradului de confort și la care trebuie asigurată numai evitarea apariției condensului pe suprafața interioară a elementului.

CONCLUZII

— Sistemele noi de calcul care se propun în această lucrare nu au pretenția de a rezolva problema confortului termic, dată fiind complexitatea și amploarea acestei probleme. Considerăm însă că se reușește cel puțin a se face o legătură logică între dimensionarea suprafețelor vitrate și senzația de confort termic, ceea ce este important, avînd în vedere tendința de proiectare actuală a pereților exteriori complet vitrați.

— Sistemul de calcul este familiar arhitecților și inginerilor constructori fiind similar cu calculul luminii naturale. În acest fel el permite tocmai proiectanților constructori, care de obicei hotărăsc dimensiunile și tipul suprafețelor vitrate reci, să-și poată da seama cu ușurință de urmările pe care le au anumite dimensiuni, precum și de valoarea mijloacelor de remediere care le stau la îndemînă din partea sistemelor de instalații de încălzire.

— Aspectele care rezultă din aplicarea normelor actuale și care au fost prezentate la începutul lucrării arată că temperatura de calcul a aerului interior nu poate fi o constantă normată, întrucît ea trebuie să varieze de la caz la caz, în funcție de caracteristicile clădirii, în special în cazul clădirilor industriale unde forma și caracteristicile termice ale construcției variază foarte mult. Trebuie de asemenea avut în vedere că astăzi majoritatea elementelor de construcție care compun încăperea sînt prefabricate industriale de mare serie, așa că nu se mai poate acționa decît prin instalația de încălzire, respectiv prin adoptarea unei temperaturi corespunzătoare de calcul a aerului interior sau prin raportul de suprafețe vitrate reci.

— Normarea condițiilor de rezistență termică din punct de vedere al confortului, conform STAS R 6472—61, este cu totul aproximativă și nu poate asigura confortul termic necesar. Apare semnificativ faptul că acest standard nu are nici o preocupare de dimensionare a suprafețelor vitrate.

Se impune deci introducerea unei prescripții suplimentare în sensul celor prezentate în această lucrare, în vederea normării confortului termic al încăperii și nu numai a caracteristicilor fiecărui element de construcție considerat independent.

Bibliografie

[1] * * * : *Manuel des industries thermiques*. Comité scientifique et technique de l'Industrie du Chauffage, de la Ventilation et du Conditionnement d'Air Paris, 1965.

[2] Georgescu St. , Dumitriu E., Bocancea Al. : *Izolarea termică a clădirilor* Editura Tehnică. București, 1961.

[3] Georgescu St., Andjulovici Al. : *Confortul termic în clădiri*, București Editura Tehnică, 1966.

[4] Lueder H. : *Klimatisierung durch Strahlung mit Energieersparung mittels einer neuen Wärmeschutzlösung für Vorfertigungbauten*. Heiz und Lufthaustechnik 11 und 12 Düsseldorf, 1963,

[5] Raiss W, Simson K. : *Die Wirtschaftlichkeit verschiedener Fensterbauarten* V.D.I. Berichte 1957.

[6] Seifert H. : *Betrachtungen über den Wärmeschutz in der neuzeitlichen Hausgestaltung* Heiz und Lufthaustechnik, 1965.

[7] Solomon Z., Georgescu St. : *Proiectarea funcțională a elementelor de construcții industriale*. București, Editura Tehnică, 1964.

Comportarea încăperilor de locuit din panouri mari din punct de vedere termic la funcționarea intermitentă a instalației de încălzire centrală

Dr. ing. Gh. Duță

Locuințele moderne se caracterizează printr-o masivitate mai redusă, cu inerție termică mai mică, ceea ce are ca urmare o răcire mai rapidă a acestora, deci o oscilație mai accentuată a temperaturii aerului interior. Întreruperile funcționării instalației de încălzire, reglementate prin actualul standard, STAS 1907—52, se pare că nu mai corespund întrutotul la locuințele moderne.

La sfîrșitul intervalului de întrerupere a funcționării instalației la o temperatură exterioară minimă de calcul, temperatura aerului interior are valori mai scăzute decît cele minime impuse de condițiile de confort. Abaterile sînt și mai accentuate la încăperile de colț cu 2 și 3 elemente delimitatoare exterioare.

Problemele propuse spre rezolvare în acest articol sînt :

1. La o construcție și o temperatură a aerului exterior date se cere a se determina durata întreruperii funcționării instalației, astfel ca la sfîrșitul intervalului temperatura aerului să nu scadă sub temperatura minimă prescrisă.

2. Pentru o anumită întrerupere a funcționării instalației de încălzire, se cere să se determine care este natura elementelor delimitatoare.

3. Pentru o construcție dată și o întrerupere parțială a debitării de căldură se cere să se determine care este regimul de debitare a căldurii, sau alt fel spus, cît trebuie să se reducă sarcina de încălzire a instalației, astfel ca la sfîrșitul intervalului temperatura aerului interior să nu scadă sub limita prescrisă.

Notațiile folosite

∂_o, ∂ °C — temperaturile aerului interior la momentul inițial și la un moment dat;

∂_{io}, ∂_o °C — temperaturile superficiale ale elementelor delimitatoare interioare;

∂_{eo}, ∂_e°C — temperaturile superficiale interioare ale pereților exteriori;

∂_{eo_F} ∂_{e_F} °C — temperaturile superficiale interioare ale ferestrelor și ușilor exterioare;

$\partial_{e0_{PL}} \partial_{e_{PL}}$ °C — temperaturile superficiale interioare ale plafonului;

∂_E °C — temperatura aerului exterior;

Q kcal/h — sarcina de încălzire în regim staționar;

mQ kcal/h — cota parte din sarcina de încălzire furnizată de instalație la debitare parțială;

η_i, η_e — indicele de amortizare a oscilației temperaturii aerului interior referitor la elementele delimitatoare interioare, respectiv exterioare;

ε_i, ε_e h — defazarea oscilației temperaturii aerului interior referitor la elementele delimitatoare interioare respectiv exterioare;

a h^{-1} — caracteristica încăperii;

z h — timpul;

V m^3 — volumul încăperii;

F_F m^2 — suprafața ferestrelor;

F_i m^2 — suprafața elementului delimitator interior i;

F_e m^2 — suprafața elementului delimitator exterior e;

n_o — numărul de schimburi de aer pe oră;

$k_F \dfrac{\text{kcal}}{\text{m}^2\text{hgrd}}$ — coeficientul global de transmitere a căldurii al ferestrei;

$k_e \dfrac{\text{kcal}}{\text{m}^2\text{hgrd}}$ — coeficientul global de transmitere a căldurii al peretelui exterior;

$\alpha_i \dfrac{\text{kcal}}{\text{m}^2\text{hgrd}}$ — coeficientul de schimb superficial la interior;

$c \dfrac{\text{kcal}}{\text{m}^3\text{grd}}$ — căldura specifică a aerului.

După întreruperea totală a funcționării instalației de înălzire, pierderile de căldură ale încăperii sînt acoperite de căldura acumulată în elementele delimitatoare interioare și exterioare. În cazul debitării parțiale, pierderile de căldură ale încăperii sînt acoperite de căldura acumulată în elementele perimetrale și de căldura debitată de instalația de încălzire. Bilanțul termic al încăperii se scrie :

$$mQ + \sum_{i=1}^{n} \alpha_i F_i(\partial_i - \partial) = \sum_{e=1}^{n} \alpha_i F_e(\partial - \partial_e) +$$

$$k_F F_F(\partial - \partial_E) + n_0 cV (\partial - \partial_E). \qquad (1)$$

Pentru transmiterea de căldură prin ferestre se menține regimul staționar. Temperatura aerului exterior ∂_E se consideră în cele de față constantă. La momentul inițial, adică în momentul întreruperii totale sau parțiale a funcționării instalației de încălzire, temperatura aerului interior poate fi considerată egală cu temperaturile superficiale ale elementelor delimitatoare interioare. După întreruperea funcționării, temperatura aerului interior, ∂, scade repede la începutul intervalului, creîndu-se o diferență de temperatură între elementele delimitatoare și aer, diferență ce asigură fluxul termic între elementele delimitatoare și aerul interior, pe de o parte, și între aerul interior și exterior pe de altă parte.

Pentru temperatura aerului interior, ∂, se propune o variație exponențială de forma :

$$\partial = \partial_o e^{-az} \qquad (2)$$

urmînd a se determina ulterior caracteristica încăperii „a”.

Scăderea temperaturii aerului interior, exprimată prin

$$\Delta\partial = \partial_o - \partial = \partial_o(1 - e^{-az}) \qquad (3)$$

produce o oscilație a temperaturii amortizată și defazată pe fața elementelor delimitatoare interioare :

$$\Delta\partial_i = \eta_i \partial_o \left[1 - e^{-a(z-\varepsilon_i)}\right] \qquad (4)$$

și a celor exterioare :

$$\Delta\partial_e = \eta_e \cdot \partial_o \left[1 - e^{-a(z-\varepsilon_e)}\right] \qquad (5)$$

astfel că temperatura superficială efectivă la un moment dat z pentru elementele delimitatoare interioare respectiv exterioare se exprimă prin relațiile :

$$\partial_i = \partial_{io} - \eta_i \cdot \partial_o \left[1 - e^{-a(z-\varepsilon_i)}\right] \qquad (6)$$

$$\partial_e = \partial_{eo} - \eta_e \cdot \partial_o \left[1 - e^{-a(z-\varepsilon_e)}\right]. \qquad (7)$$

Temperatura superficială interioară a elementelor delimitatoare exterioare la momentul inițial, ∂_{eo}, se determină pe baza regimului staționar de transmitere a căldurii :

$$\partial_{eo} = \partial_o - \frac{k_e}{\alpha_i}(\partial_o - \partial_E). \qquad (8)$$

DETERMINAREA CARACTERISTICII ÎNCĂPERII „a''

În relația (1) introducem expresiile temperaturilor ∂, ∂_i, și ∂_e date respectiv de relațiile (2), (6), (7) și obținem :

$$mQ + \sum_{i=1}^{n} \alpha_i F_i \{\partial_{io} - \eta_i \cdot \partial_o [1 - e^{-a(z-\varepsilon i)}] - \partial_o e^{-az}\} =$$
$$= \sum_{e=1}^{n} \alpha_i \cdot F_e \{\partial_{o \cdot e}{}^{-az} - \partial_{eo} + \eta_e \partial_o [1 - e^{-a(z-\varepsilon_e)}]\} + \qquad (9)$$
$$+ k_F F_F (\partial_o e^{-az} - \partial_E) + n_o c V (\partial_o \cdot e^{-az} - \partial_E).$$

După cîteva transformări simple și notînd

$$K_o = \frac{1}{\partial_o}\left[\frac{mQ}{\alpha_i} + \sum_{i=1}^{n} F_i(\partial_{io} - \eta_i \cdot \partial_o) + \sum_{e=1}^{n} F_e(\partial_{eo} - \right.$$
$$\left. - \eta_e \partial_o) + \frac{\partial_E}{\alpha_i}(k_F F_F + n_o c V)\right] \qquad (10)$$

se obține :

$$\sum_{i=1}^{n} F_i [e^{-az} - \eta_i e^{-a(z-\varepsilon i)} + \sum_{e=1}^{n} F_e [e^{-az} - \eta_e \cdot e^{-a(z-\varepsilon_e)}] +$$
$$+ \frac{k_F F_F + n_o c V}{\alpha_i} e^{-az} = K_o. \qquad (11)$$

Dezvoltăm pe e^{-az}, $e^{-a(z-\varepsilon_i)}$, etc. în serie și ne limităm la primii 2 termeni. După cum se vede ulterior valoarea lui a este mică, astfel că limitarea la primii doi termeni ai dezvoltării în serie oferă suficientă exactitate pentru ceea ce se urmărește.

După dezvoltarea în serie și introducerea notațiilor :

$$n = \sum_{i=1}^{n} F_i(l - \eta_i) + \sum_{e=1}^{n} F_e(l - \eta_e) +$$
$$+ \frac{l}{\alpha_i}(k_F F_F + n_o \cdot c V) \qquad (12)$$

$$p = \sum_{i=1}^{n} F_i \cdot \eta_i \cdot \varepsilon_i + \sum_{e=1}^{n} F_e \cdot \eta_e \cdot \varepsilon_e \qquad (13)$$

se obține pentru a expresia :

$$a = \frac{1 - \dfrac{K_o}{n}}{z + \dfrac{p}{n}}. \qquad (14)$$

DETERMINAREA INTERVALULUI DE ÎNTRERUPERE A FUNCȚIONĂRII INSTALAȚIEI

Timpul de întrerupere a funcționării instalației de încălzire, z, reprezintă durata în ore în care temperatura aerului interior, ∂, a scăzut cu o valoare dată, de exemplu 1,5 grade, după cum recomandă STAS E 6471 — 61. Ar fi de precizat că scăderea temperaturii aerului interior nu reprezintă în aprecierea confortului singurul element după care ne orientăm. Elementul hotărîtor îl constituie corelația dintre temperatura aerului interior și temperatura superficială interioară a elementelor delimitatoare. Această corelație va trebui dată de asemenea ca o funcție variabilă cu timpul.

Dacă se prescrie amplitudinea oscilației temperaturii aerului interior :

$$A_i = \partial_o - \partial = \partial_o (1 - e^{-az}) \leqslant A_{adm} \qquad (15)$$

se obține pentru z expresia

$$z = -\frac{1}{a} ln\left(1 - \frac{A_{adm}}{\partial_o}\right) \qquad (16)$$

sau înlocuind pe a cu expresia dată de (14) se obține durata întreruperii funcționării instalației de încălzire :

$$z_{intr.} \leqslant \frac{p \, ln \dfrac{\partial_o - A_{adm}}{\partial_o}}{K_o - n - l_n \dfrac{\partial_o - A_{adm}}{\partial_o}}. \qquad (17)$$

DETERMINAREA STRUCTURII ELEMENTELOR DELIMITATOARE ALE ÎNCĂPERII

Determinarea structurii elementelor delimitatoare ale încăperii se face de fapt indirect. Se determină indicele de amortizare a oscilației temperaturii aerului interior, indice care exprimă în realitate alcătuirea constructivă a elementelor delimitatoare ale încăperii, inerția termică a acesteia.

Presupunem că timpul de întrerupere a funcționării instalației este impus, respectiv $z = z_o$. În acest caz caracteristica încăperii este o constantă $a = a_o$. Ținînd seama de acestea relația (14) se transformă în

$$a_o \cdot p + K_o = n(1 - a_o \cdot z_o). \qquad (18)$$

Admițînd valori medii η_m, ε_m, pentru η_i și η_e respectiv ε_i și ε_e și notînd

$$\sum_{i=1}^{n} F_i = F_i$$

$$\sum_{e=1}^{n} F_e = F_e$$

expresiile (10), (12) și (13) se transformă în

$$K_o = \frac{1}{\partial_o}\left[\frac{mQ}{\alpha_i} + F_i \cdot \partial_{io} + F_e \partial_{eo} - (F_i + F_e)\, \partial_o \cdot \eta_m + \right.$$
$$\left. + \frac{\partial_E}{\alpha_i}(k_F F_F + n_o c V)\right] \qquad (19)$$

$$n = (F_i + F_e)(1 - \eta_m) + \frac{1}{\alpha_i}(k_F F_F + n_o c V) \qquad (20)$$

$$p = (F_i + F_e)\, \eta_m\, \varepsilon_m. \qquad (21)$$

Ținînd seamă de relațiile (19), (20) și (21) se obține din relația (18) valoarea necesară a indicelui de amortizare a oscilației temperaturii aerului interior :

$$\eta_{m\ nec} = \frac{\dfrac{mQ}{\alpha_i} + F_i \partial_{io} + F_e \cdot \partial_{eo} + \dfrac{\partial_e}{\alpha_i}(k_F F_F + n_o c V)}{a_o \partial_o (z_o - \varepsilon_m)(F_i + F_e)} -$$
$$- \partial_o \frac{(1 - a_o \cdot z_o)\left[(F_i + F_e) + \dfrac{1}{\alpha_i}(k_F F_F + n_o c V\right].}{a_o \, \partial_o (z_o - \varepsilon_m)(F_i + F_e)} \qquad (21)$$

DETERMINAREA REGIMULUI DE DEBITARE A CĂLDURII

Pentru o întrerupere a funcționării instalației de încălzire dată, z_o, și în cazul unei construcții cunoscute se obține pe baza relației (16) :

$$K_0 = n + \frac{nz_o + p}{z_o} \ln \frac{\partial_o - A_{adm}}{\partial_o} . \tag{22}$$

Folosind pentru K_o valoarea dată de relația (10) obținem cantitatea de căldură (cota parte din pierderea de căldură) ce trebuie furnizată de instalația de încălzire astfel ca la sfîrșitul perioadei de debitare parțială a căldurii, scăderea temperaturii aerului interior să fie cea prescrisă :

$$mQ = \frac{\alpha_i \partial_o}{z_o}\left[n \cdot z_o + (nz_o + p) \ln \frac{\partial_o - A_{adm}}{\partial_o}\right] - \alpha_i \sum_{i=1}^{n} F_i$$

$$\left.(\partial_{io} - \eta_i \partial_o) + \sum_{e=1}^{n} F_e(\partial_{eo} - \eta_e \partial_o) + \frac{\partial_E}{\alpha_i}(k_F F_F + n_o c V)\right] \cdot \tag{23}$$

Exemplu de calcul

Exemplificarea celor de mai sus s-a făcut pentru o cameră din panouri mari alcătuite din trei straturi, în trei ipoteze, conform figurii 1.

1 — Camera A — cu un perete exterior ;
2 — Camera B — cu doi pereți exteriori ; încăpere de colț la etaj curent ;
3 — Camera C — cu trei pereți exteriori ; încăpere de colț la ultimul etaj.

Caracteristicile termofizice ale elementelor delimitatoare ale încăperilor sînt date în tabela 1.

Caracteristicile geometrice ale încăperilor

Suprafața		*Camera A*	*Camera B*	*Camera C*
— Fereastră	m²	3,30	3,30	3,30
— Ușă balcon	m²	1,89	1,89	1,89
— Perete exterior	m²	3,56	13,40	13,40
— Pereți interiori	m²	53,56	43,71	30,21
— Plafon exterior	m²	—	—	13,50
— Volumul	m³	34,20	34,20	34,20

Pentru elementele delimitatoare interioare s-au considerat coeficienții medii de amortizare și defazare η_{im}, respectiv ε_{im} determinați cu relațiile :

$$\eta_{im} = \frac{\Sigma\, \eta_i \cdot F_i}{\Sigma\, F_i} \; ; \quad \varepsilon_{im} = \frac{\Sigma\, \varepsilon_i \cdot F_i}{\Sigma\, F_i} .$$

Valorile coeficinților η_i, ε_i, au fost determinați din diagramele indicate anterior ([2] și [3]).

	Camera A	*Camera B*	*Camera C*
η_{im}	0,408	0,42	0,455
ε_{im}	1,20	1,20	1,10

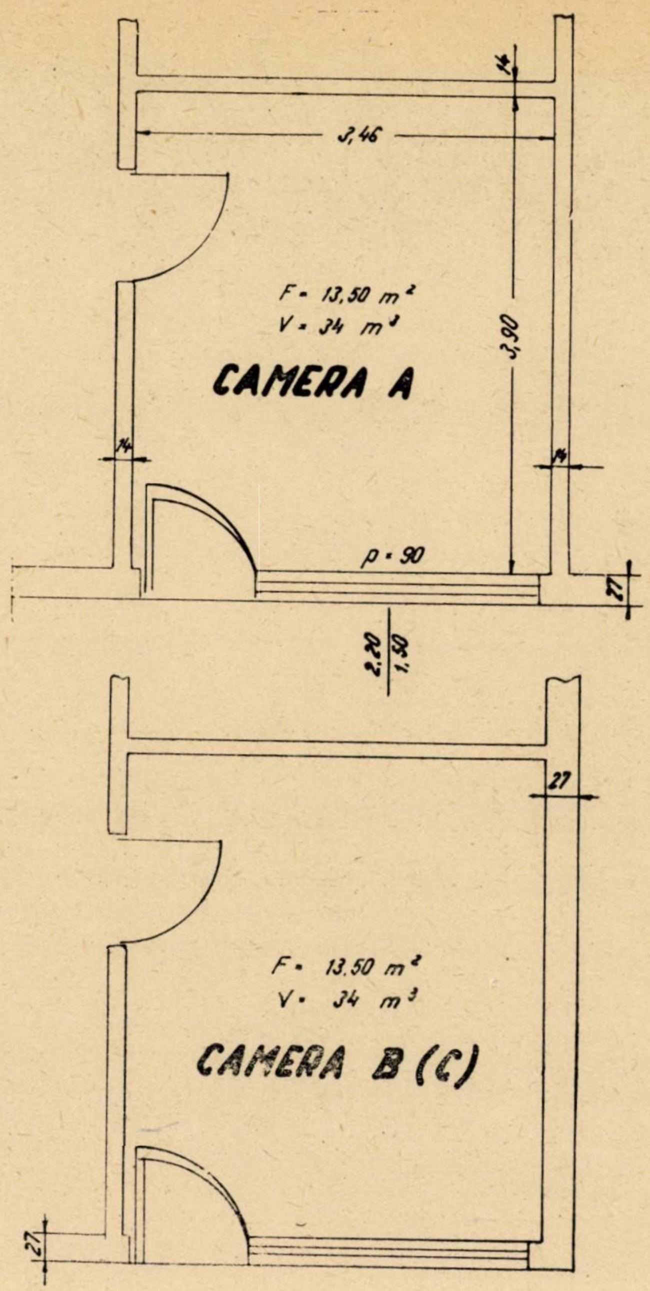


Fig. 1

Tabela 1

Denumirea elementului	Material	δ (m)	λ $\left(\frac{kcal}{mh\ grd}\right)$	R $\left(\frac{m^2h\ grd}{kcal}\right)$	S $\left(\frac{kcal}{m^2\ hgrd}\right)$	D=RS	η	ε (h)
Perete exterior	beton	0,050	1,4	0,0357	13,2	0,457		
	beton celular autoclavizat	0,125	0,17	0,735	2,20	1,62		
	beton	0,090	1,4	0,041	13,20	0,54	0,41	1,5
Perete interior	beton	0,140	1,4	0,1	13,20	1,32	0,37	1,6
Perete interior	beton	0,070	1,4	0,05	13,20	0,66	0,37	1,0
Plafon	beton	0,10	1,4	0,0715	13,20	0,95	0,34	1,5
Pardoseala	parchet	0,025	0,20	0,125	5	0,63	0,56	0,4

Alte date de calcul :

$$\partial_o = +20°\mathrm{C}; \quad \partial_E = -20°\mathrm{C}; \quad n_o = 1;$$
$$k_F = 2{,}8 \ \mathrm{kcal/m^2hgrd.}; \ k_{UB} = 2{,}5 \ \mathrm{kcal/m^2hgrd};$$
$$mQ = 0.$$

Pe baza datelor de calcul şi a relaţiilor (10), (12), (13) şi (14) au rezultat :

	Camera A	*Camera B*	*Camera C*
K_0	29,30	25,80	22,60
n	37,30	36,80	36,75
p	28,49	30,25	30,25
a	0,215	0,30	0,385
	0,765+z	0,82+z	0,82+z

Cu datele indicate mai sus s-au determinat variaţiile de temperatură în timp (tab. 2).

Determinarea temperaturii de confort s-a făcut pe baza relaţiei :

$$\partial_c = 0{,}5\,(\partial + \partial_r)$$

în care :

$$\partial_r = \frac{\sum\limits_{j=1}^{n} F_j \cdot \partial_j}{\sum\limits_{j=1}^{n} F_j}$$

F_j — suprafaţa elementelor delimitatoare ale încăperii, m² ;

∂_j — temperatura elementelor delimitatoare ale încăperii, °C.

Pe baza datelor obţinute mai înainte au rezultat valorile temperaturii de confort ∂_c (tabela 3).

Tabela 2

	Durata întreruperii	z	(ore)	0	2	4	6	8	10	12
Camera A	Temperatura aerului interior	∂	(°C)	20	16,95	16,55	16,50	16,45	16,40	16,35
	Temp. la pereţii interiori	∂_i	(°C)	20	19,55	18,95	18,90	18,80	18,75	18,70
	Temp. la pereţii exteriori	∂_e	(°C)	14	13,70	13,10	12,90	12,80	12,70	12,60
	Temp. medie a ferestrei şi a uşii de balcon	∂_{e_F}	(°C)	4,6	2,70	2,45	2,40	2,38	2,37	2,35
Camera B		∂	(°C)	20	16,20	15,65	15,35	15,20	15,15	15,10
		∂_i	(°C)	20	19,35	18,70	18,40	18,25	18,17	18,10
		∂_e	(°C)	14	13,55	12,80	12,50	12,35	12,25	12,20
		∂_{e_F}	(°C)	4,6	2,60	2,25	2,15	2,0	1,95	1,90
Camera C		∂	(°C)	20	15,20	14,60	14,25	14,10	13,95	13,85
		∂_i	(°C)	20	18,95	18,10	17,80	17,65	13,95	13,85
		∂_e	(°C)	14	13,45	12,55	12,15	12	11,85	11,70
		∂_{e_F}	(°C)	4,6	1,10	0,75	0,55	0,50	0,45	0,40
		$\partial_{e_{PL}}$	(°C)	15,5	15,05	14,25	14,0	13,80	13,60	13,40

Tabela 3

Durata întreruperii	z în ore	0	2	4	6	8	10	12
Camera A		19,20	17,30	16,90	16,80	16,75	16,70	16,65
Camera B		18,70	16,45	15,80	15,50	15,40	15,30	15,20
Camera C		18,20	15,30	14,60	14,30	14,15	14	13,85

CONCLUZII

Din examinarea cifrelor obţinute se vede că temperatura aerului interior scade repede la începutul întreruperii funcţionării instalaţiei de încălzire. Pierderile de căldură ale încăperii se acoperă din căldura acumulată în elementele delimitatoare (în principal în cele interioare). După numai 2 ore temperatura aerului interior a scăzut cu 3 grade. La temperaturi minime exterioare de calcul nu este posibilă realizarea confortului decît, fie menţinînd instalaţia în funcţiune, fie ridicînd de la început temperatura aerului interior, ceea ce s-ar traduce printr-un adaos pentru întreruperea funcţionării (asupra acestui lucru se va reveni în altă publicaţie).

Din aceleaşi date rezultă că temperatura de confort şi temperatura aerului interior (două noţiuni complet distincte) în regim staţionar au valori diferite. În regim de funcţionare cu intermitenţă, dacă păstrăm pentru temperatura de confort aceeaşi definiţie, cele două temperaturi se apropie foarte mult ca valoare. Astfel temperatura de confort pe toată perioada întreruperii funcţionării instalaţiei este cu 0,3 grade mai mare la camera A, cu 0,15 grade la camera B şi practic identică la camera C, faţă de temperatura aerului interior. Judecarea confortului numai de pe poziţiile regimului staţionar de transmitere a căldurii nu apare justificată mai ales că şi instalaţiile racordate la termoficare pot avea intermitenţe în funcţionare. În acest caz particular se pare că este justificată folosirea temperaturii aerului interior drept temperatură de confort aşa cum se foloseşte în prezent. Nu trebuie însă pierdut din vedere un alt element şi anume compensarea temperaturii scăzute a suprafeţelor delimitatoare exterioare. Chiar şi în cazul regimului permanent de funcţionare, pentru a avea asigurat confortul corespunzător măririi vitrării şi a elementelor delimitatoare exterioare trebuie să mărim temperatura aerului interior. Aspectele expuse fiind în strînsă dependenţă cu felul construcţiei şi clima exterioară vor fi necesare în continuare eforturi pentru a trage concluzii definitive.

Bibliografie

[1] Gröber, Erk, Grigull : *Die Grundgesetze der Wärmeübertragung.* Springer Verlag, 1957

[2] Duţă Gh. : *Die Kühllast eines klimatisierten Raumes durch die Sonnenstrahlung unter Berücksichtigung der Wärmespeicherung in den Umschliessungselementen.* Luft – und Kältetechnik nr. 4, R.D.G., 1966.

[3] Duţă Gh. : *Aspecte noi în calculul insolaţiei la clădirile civile.* Sesiunea ştiinţifică a cadrelor didactice din Institutul de Construcţii-Bucureşti, decembrie 1966.

Automatizarea izotermiei la tratarea termică a betoanelor în mediul de abur saturat

Ing. M. Traubici, ing. D. State, ing. D. Manari
INCERC

1. INTRODUCERE

Dezvoltarea industriei prefabricatelor de beton a impus chiar din momentul apariţiei acestei industrii găsirea unor procedee de accelerare a întăririi betonului care să conducă la scurtarea timpului de fabricaţie concomitent cu cheltuielile de investiţii minime.

Accelerarea reacţiilor chimice ale cimenturilor, prin asigurarea condiţiilor de temperatură şi umiditate cu o sursă unică-aburul, a orientat rezolvarea practică a problemei spre tratarea termică a betoanelor în camere de aburire.

Astfel, primul procedeu de accelerare aplicat în fabricile şi poligoanele de prefabricate, care îşi găseşte şi astăzi o largă răspîndire, este tratarea termică a pieselor prefabricate de beton într-o atmosferă de abur-aer la presiunea atmosferică şi temperatura izotermă de 80°C.

Camerele şi instalaţiile de aburire constituie mijloace simplu de realizat şi uşor de exploatat, ceea ce determină folosirea lor pe scară largă atît în străinătate cît şi în unităţile din industria prefabricatelor de la noi din ţară.

În practică, datorită uşurinţei de execuţie a camerelor de aburire şi instalaţiilor aferente precum şi minimalizării unor aspecte tehnico-ştiinţifice importante, realizarea acestora nu are în general la bază un calcul termotehnic, iar execuţia lor lasă deseori impresia unor improvizaţii. Astfel izolaţia termică a camerelor şi insuficienta lor etanşeitate, modul de amplasare a conductelor de abur, alegerea locului de admisie a agentului încălzitor şi evacuarea amestecului de abur-aer, *inconstanţa perioadei izoterme* reprezintă aspecte încă insuficient studiate.

Aceste imperfecţiuni de proiectare ca şi modul necorespunzător de executare a camerelor şi instalaţiilor de aburire conduc în prezent la cicluri de tratare lungi şi la consumuri de abur exagerate.

În cursul anilor 1965 şi 1966, un colectiv de cercetare din cadrul Secţiei de tehnologia betonului armat—INCERC a studiat posibilităţile de îmbuntăţire a tratării termice a betoanelor în camere de aburire.

Pornind de la experienţa acumulată în alte ţări, cercetările s-au axat pe experimentarea tratării termice a betoanelor într-un mediu de abur saturat, la presiune atmosferică şi la temperatură de 100°C.

Rezultatele obţinute au arătat că faţă de procedeul de tratare termică în amestecul de abur-aer la 80°C, în cazul utilizării cimentului RIM 200, se obţin rezistenţe superioare la decofrare cu 10—15% şi cu 5—15% la 28 de zile, reducîndu-se totodată consumul de abur tehnologic cu 50%.

Pentru a obţine însă aceste rezultate se impun două condiţii şi anume :

— realizarea unor camere de aburire corespunzătoare din punct de vedere al instalaţiei termice şi al etanşeităţii la abur ;

— asigurarea unei atmosfere de abur saturat în timpul perioadei izoterme, ceea ce implică existenţa unei instalaţii de automatizare care să regleze admisia aburului şi menţinerea temperaturii constante în camere.

Cercetările au avut la bază un larg material documentar şi în special lucrările lui L. A. Semenov ([1], [2]), care a iniţiat şi a aplicat în practică procedeul menţionat.

2. CONDIŢII TEORETICE

La începutul tratamentului termic, în camera de tratare se află aer cu un anumit grad de umiditate, care la temperatura de 15°C are o greutate specifică de 1,2 kg/m³. La sfîrşitul perioadei de ridicare a temperaturii în cameră trebuie să existe numai abur saturat care la presiunea atmosferică are o temperatură de 100°C şi o greutate specifică de 0,563 kg/m³.

De îndată ce începe admisia aburului, în cameră se creează un amestec de abur-aer. Problema constă deci în evacuarea amestecului de abur-aer creat în cameră şi menţinerea apoi a unei atmosfere de abur saturat.

Redăm în cele de mai jos [1,2] aspectul matematic şi interpretarea fizică a evacuării aerului din camera de aburire.

Notăm cu :

Vk este volumul camerei de aburire (m³) ;
Vkm — volumul de amestec abur-aer evacuat pe oră (m³/h);
Y — conţinutul de aer al amestecului abur-aer la un moment dat (kg/m³) ;
dY — conţinutul de aer al amestecului abur-aer evacuat în timpul elementar dt ;
t — timpul ;
dt — timpul elementar.

Rezultă că după un interval de timp foarte scurt (dt) se va elimina din cameră cantitatea de aer :

$VkmY.dt$ (kg. de aer evacuat)

În acelaşi timp elementar, din camera de volum Vk dispare o cantitate de aer :

$$Vk.dY \tag{2}$$

Cum cele două cantităţi sînt egale, înseamnă că :

$$Vkm.Y.dt. = Vk.dY \tag{3}$$

sau :

$$\frac{dY}{Y} = \frac{Ykm}{Vk} \cdot dt. \tag{4}$$

Integrînd ecuaţia diferenţială de la Y_2 la Y_1 vom avea :

$$\int_{Y_2}^{Y_1} \frac{dY}{Y} = \frac{Vkm}{Vk} \int dt \tag{5}$$

în care :

$$Y_2 < Y_1 ;$$

operînd în continuare se obţine succesiv :

$$LnY \Big|_{Y_2}^{Y_1} = \frac{Vkm}{Vk}.t \tag{6}$$

$$LnY_1 - LnY_2 = \frac{Vkm}{Vk}.t \tag{7}$$

$$Ln\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{Vkm}{Vk}.t \tag{8}$$

$$V_1 = V_2 \cdot e^{-\frac{Vkm}{Vk}.t.} \tag{9}$$

În relaţia (9), mărimea $\frac{Vkm}{Vk} \cdot t$ reprezintă volumul de abur şi aer care trebuie eliminat din cameră raportat la fiecare m³ de cameră, pentru a reduce din ea conţinutul de aer de la Y_1 la Y_2.

Relaţia (9) reprezintă funcţia după care are loc evacuarea abur-aer.

Notînd cantitatea $\frac{Vkm}{Vk}.t = L_0$, expresia finală se mai poate scrie sub forma :

$$L_0 = Ln\frac{Y_1}{Y_2}. \tag{10}$$

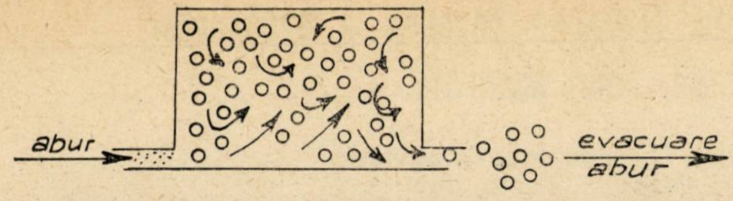

abur
evacuare
abur

Fig. 1. Funcționarea camerei de aburire după schema „jos-jos"

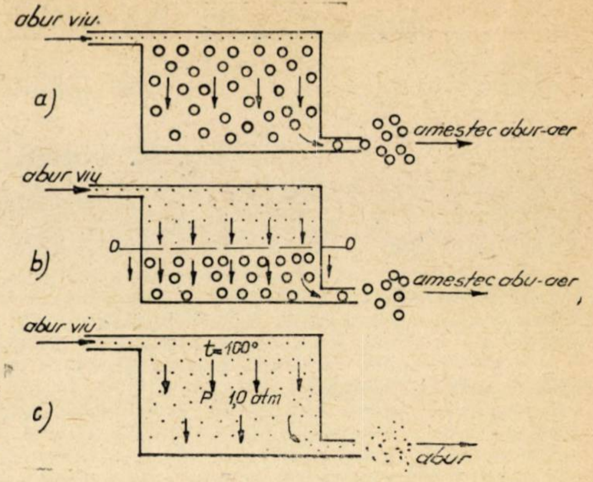
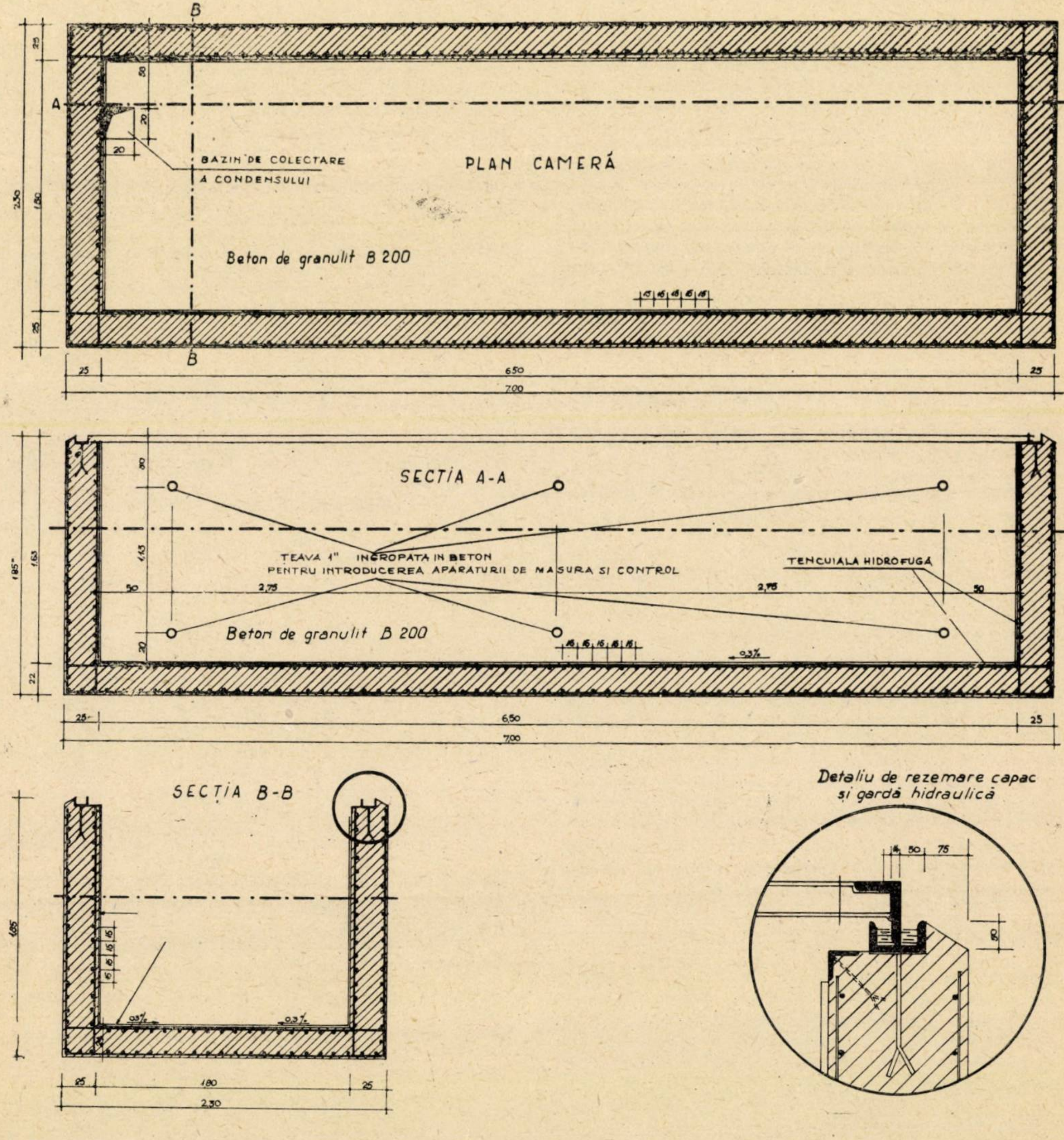

abur viu
a)
amestec abur-aer
abur viu
b)
amestec abur-aer
abur viu
t=100°
P 1,0 atm
c)
abur

Fig. 2. Funcționarea camerei de aburire după schema „sus-jos"

Fig. 3 Construcția camerei experimentale


PLAN CAMERĂ
BAZIN DE COLECTARE A CONDENSULUI
Beton de granulit B 200
A
A
B
B
25
650
25
700
SECȚIA A-A
ȚEAVA 1" ÎNGROPATĂ ÎN BETON PENTRU INTRODUCEREA APARATURII DE MĂSURĂ ȘI CONTROL
TENCUIALĂ HIDROFUGĂ
Beton de granulit B 200
2,75
2,75
0,3%
25
6,50
25
7,00
SECȚIA B-B
25
180
25
2,30
0,3%
0,3%
Detaliu de rezemare capac și gardă hidraulică
50
75

Fizic, obiectivul constă în eliminarea completă a aerului din cameră, ceea ce ar însemna $Y_2 = 0$.

Atunci relaţia (10) devine:

$$L_0 = Ln\frac{Y_1}{o} = L\,\infty = \infty\,.$$

Or, $L_0 = \infty$ are tocmai semnificaţia unei continue eliminări de abur. Această eliminare trebuie însă să fie în cantitate foarte mică dar suficientă ca să nu permită aspiraţia de aer rece în cameră; o eliminare masivă este evident inutilă şi conduce la un consum mare de abur şi imposibilitatea menţinerii constante a temperaturii izoterme de 100°C.

Pentru obţinerea unei atmosfere de abur saturat în condiţii optime, este necesară admiterea aburului în cameră în două etape. În prima etapă de ridicare a temperaturii pînă la 90—95°C agentul încălzitor trebuie admis de la partea inferioară, evacuarea amestecului de abur-aer efectuîndu-se tot în această zonă. Schema de tipul „jos—jos" (fig. 1) creează cele mai bune condiţii de eliminare a majorităţii aerului din cuvă printr-o bună amestecare a aburului cu aerul şi a curenţilor favorabili ce iau naştere.

În etapa a doua trebuie să se asigure atingerea temperaturii de 100°C şi realizarea mediului de abur saturat, precum şi menţinerea atmosferei de abur saturat pe întreaga perioadă izotermă.

Pentru a se realiza aceste deziderate, în această etapă admisia aburului s-a făcut pe la partea superioară, iar evacuarea pe la partea inferioară după schema de admisie — evacuare de tipul „sus-jos" (fig. 2), care elimină amestecul de abur-aer din cameră şi împiedică pătrunderea la partea inferioară a aerului rece din exterior. Această schemă ajută la păstrarea constantă a atmosferei de abur saturat la 100°C.

3. INSTALAŢIA EXPERIMENTALĂ

În vederea verificării în practică a studiilor întreprinse, s-a construit o cameră experimentală în care să se poată obţine şi păstra atmosfera de abur saturat la temperatura de 100°C.

3.1. Alcătuirea camerei de tratare

La alcătuirea camerei s-a urmărit satisfacerea a două condiţii şi anume: izolare termică şi etanşeitate cît mai bună.

Pentru o bună izolare termică pereţii au fost construiţi din beton de granulit în grosime de 25 cm, iar capacul metalic a fost izolat cu 6,5 cm de vată minerală.

În vederea obţinerii unei bune etanşeităţi, întreaga cameră (pereţi şi radier) a fost armată cu două plase de oţel pentru a reduce deschiderea fisurilor din contracţie, iar întreaga suprafaţă interioară s-a tencuit cu mortar aplicat în trei straturi succesive.

Eliminarea pierderilor de abur la partea superioară a camerei (pe perimetrul de rezemare a capacului) s-a obţinut prin crearea şi întreţinerea în timpul tratamentului a unei gărzi hidraulice.

Pierderile reduse de căldură înregistrate (a se vedea pct. 4) au confirmat corecta alcătuire a camerei experimentale.

Alcătuirea cuvei de tratare este redată în figura 3.

3.2. Instalaţia de distribuţie a aburului

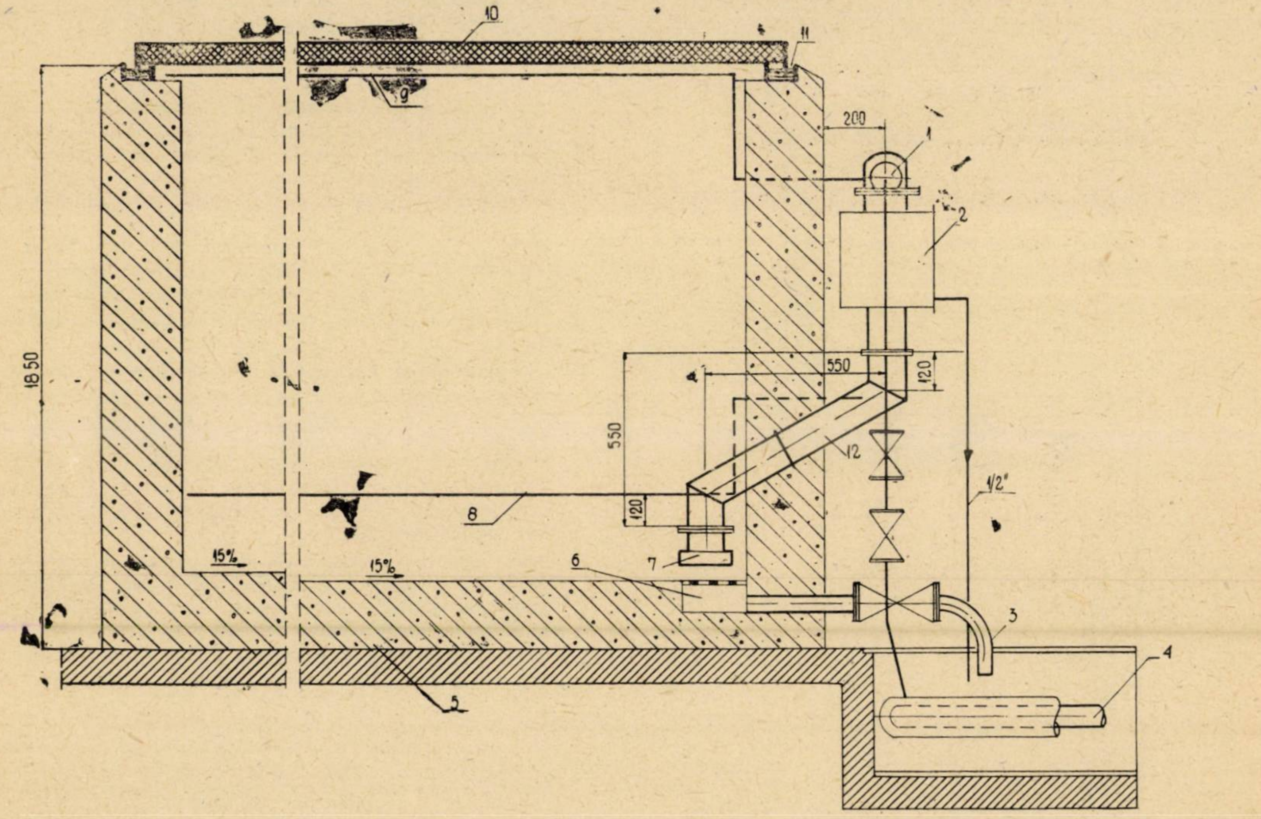
Admisia şi distribuţia aburului în camera experimentală s-a realizat cu ajutorul a două perechi de conducte perforate (găuri Ø 3 mm la 100 mm interax), dispuse în lungul camerei (fig. 4), o pereche la partea superioară sub capac, iar cealaltă jos la circa 20 cm de la pardoseală; toate aceste conducte au posibilitatea de a se roti în jurul axei proprii, permiţînd astfel dirijarea jetului de abur.

Pe frontonul camerei (fig. 4), în exterior, un sistem de conducte şi robineţi dau posibilitatea admiterii agentului încălzitor la partea superioară sau inferioară, asigurînd astfel funcţionarea camerei după schema „jos-jos" în perioada de ridicare a temperaturii, sau „sus-jos" în perioada de izotermie.

Evacuarea condensului din cameră se face la partea inferioară printr-o conductă Ø2" după ce în prealabil acesta a fost colectat într-un mic bazin prevăzut cu o sită pentru reţinerea impurităţilor ce ar obstrua evacuarea.

Fig. 4. Cameră şi instalaţie experimentală; sect. longitudinală

1 — regulator cu membrană; 2 — condensator de control; 3 — evacuare condens; 4 — racord aburi; 5 — beton granulit; 6 — colector; 7 — clapetă hidraulică; 8 — conductă inferioară abur 1/2"; 9 — conductă superioară abur 1/2"; 10 — capac izolat termic; 11 — gardă hidraulică; 12 — conductă eşapare.



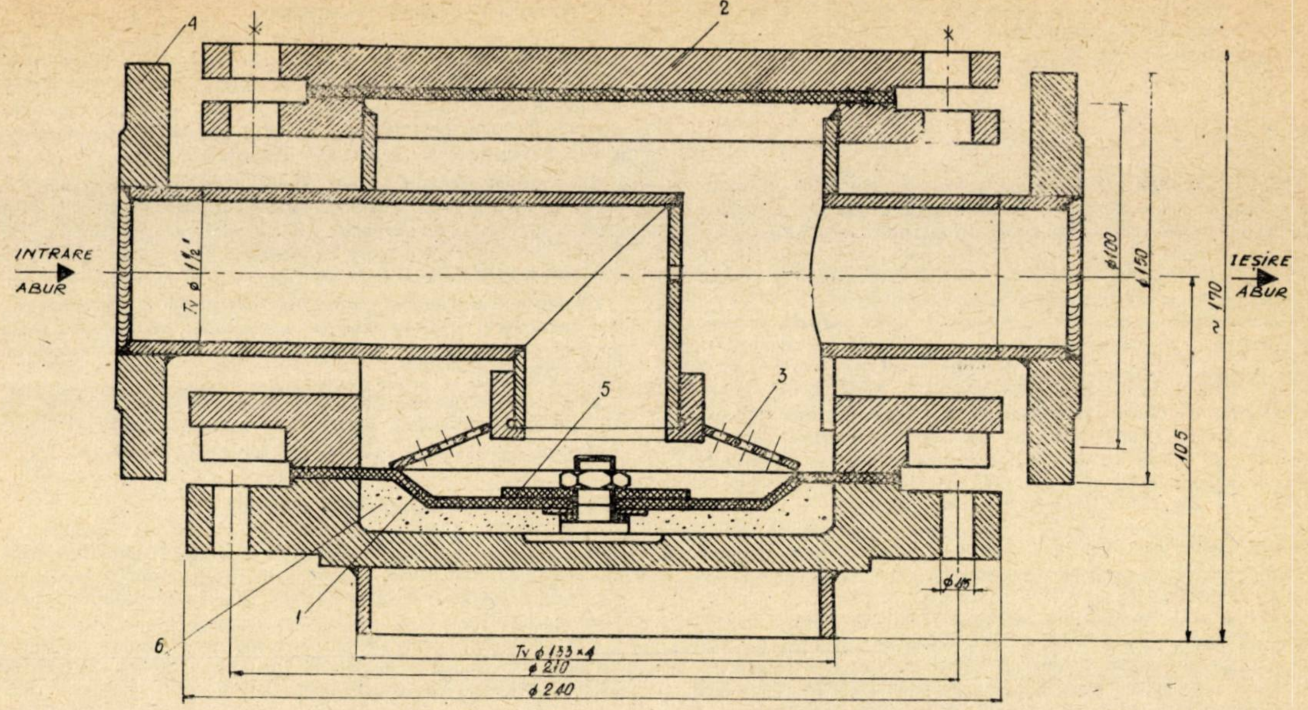


Fig. 5 a. Regulator cu membrană (montat pe circuitul superior de admisie)

1 – membrană de cauciuc; 2 – capac superior demontabil; 3 – grătar reglabil de laminare a aburului; 4 – flanșe; 5 – șaibă; 6 – spațiu umplut cu vapori de alcool metilic

3. 3. Instalația de automatizare a perioadei izoterme

Menținerea constantă a mediului de abur saturat la temperatura de 100°C s-a realizat cu ajutorul unui dispozitiv format din patru piese distincte amplasate pe unul din pereții frontali ai camerei (fig. 4):

- regulator cu membrană (fig. 5a și 5b)
- condensator de control (fig. 6)
- conductă de retur (eșapare) (fig. 4)
- clapetă hidraulică (fig. 7).

Funcționarea instalației de automatizare a perioadei izoterme răspunde necesității introducerii aburului în cameră, cînd aceasta are tendința de răcire, sau sistării admisiei agentului încălzitor, cînd apare un exces de abur în interiorul cuvei. Piesa care asigură în mod direct admisia sau oprirea aburului este regulatorul cu membrană, amplasat pe circuitul superior deasupra condensatorului de control. Regulatorul dispune de un rezervor de cupru umplut cu alcool metilic aflat în contact cu spirele condensatorului.

Procesul de reglare a perioadei izoterme se produce astfel (fig. 4):

Aburul eșapat din camera de tratare în volume și mărimi valorice variabile trece prin clapeta hidraulică (poz.3) și conducta de eșapare (poz. 4), condensînd apoi pe serpentina condensatorului de control (poz.2) unde provoacă local o suprafață cu temperatură mai mare sau mai mică decît temperatura de fierbere a alcoolului metilic (64,7)°C, funcție de înălțimea pînă la care aburul eșapat condensează pe serpentina condensatorului.

Sub acțiunea vaporilor de alcool metilic degajați sub membrana regulatorului, aceasta închide sau deschide accesul agentului încălzitor în cameră; constanța temperaturii în camera de tratare termică rezultă prin evacuarea surplusului de abur saturat din cameră sau introducerea de agent încălzitor în aceasta. În procesul de reglare, clapeta hidraulică

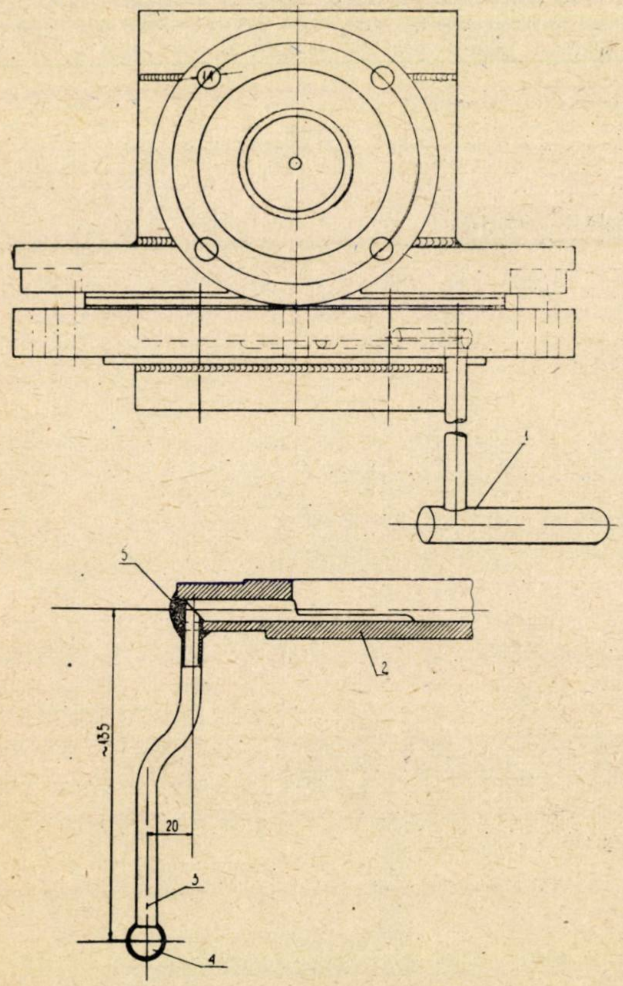


Fig. 5 b. Vedere a regulatorului și a rezervorului de alcool metilic

1 – rezervor de alcool metilic în contact cu serpentina condensatorului; 2 – regulator; 3 – țeavă cupru ⌀8/6; 4 – țeavă cupru Ø15/13 (rezervor de alcool metilic); 5 – lipitură cu alamă

are rolul unei rezistențe locale cu valoarea de 50 mm coloană de apă, care împiedică o evacuare nerațională a aburului din cameră.

4. MĂSURĂRI DE TEMPERATURĂ

În cadrul experimentărilor s-au verificat : măsura în care instalația a creat condițiile de tratament propuse, pierderile de căldură ale camerei și transferul de căldură de la agentul încălzitor la beton.

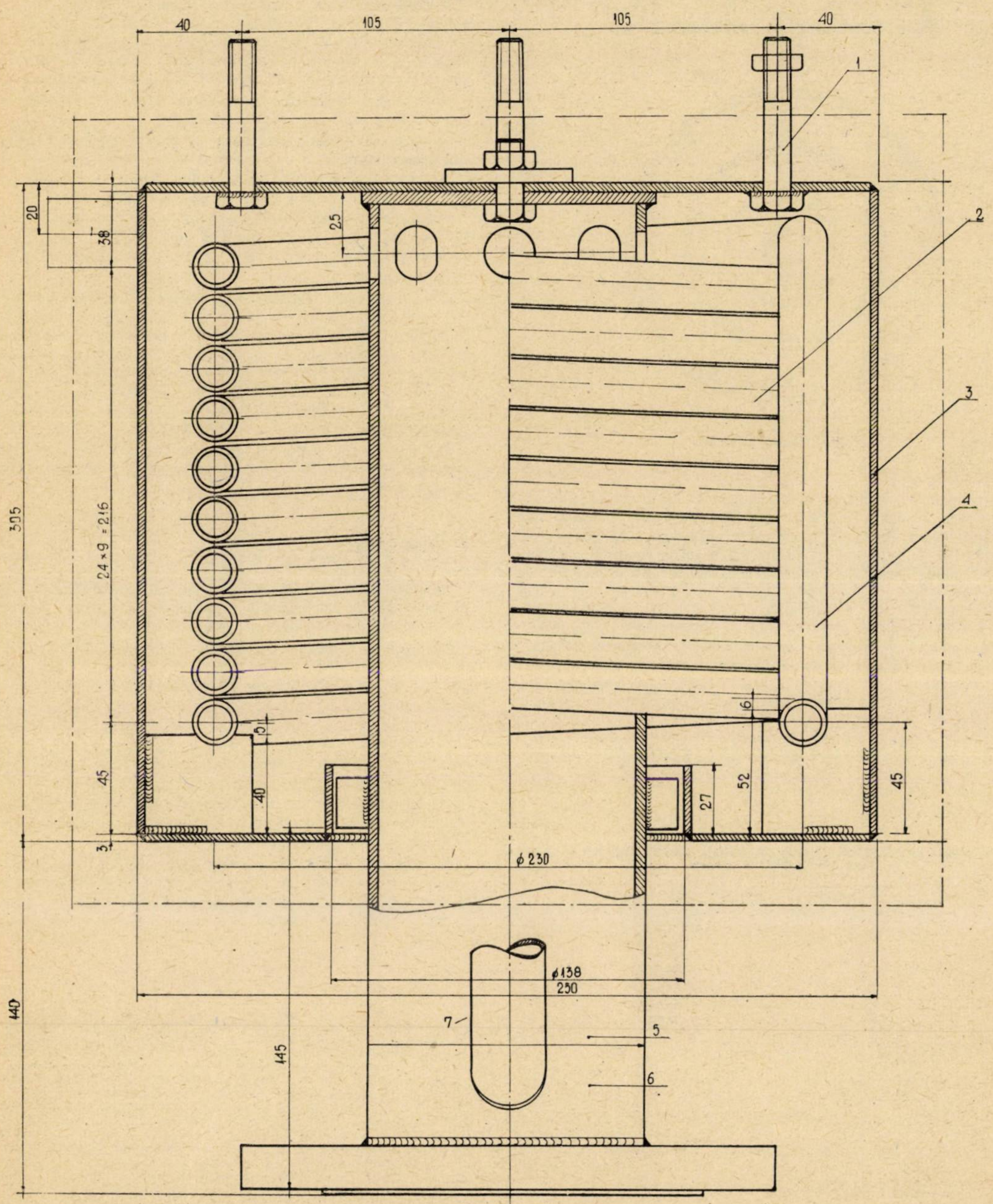
Măsurarea temperaturilor în atmosfera camerei s-a efectuat cu termorezistențe și termometre industriale, iar în masa de beton supusă tratamentului și pe suprafața exterioară a camerei, cu termocuple pe bază de cupru-constantan.

4.1. Evoluția temperaturilor din mediul camerei

În figura 8 este prezentat graficul de evoluție a temperaturii în mediul camerei pentru un ciclu de tratare termică de 9 ore din care : ridicarea temperaturii 3 ore, izotermie 4 ore, răcire 2 ore.

Fig. 6. Condensator de control

1 – buloane de prindere a regulatorului ; 2 – serpentină cu apă rece ; 3 – cutia condensatorului ; 4 – țeavă zincată ; 5 – furtun de scurgere a condensului ; 6 – conductă eșapare ; 7 – țeavă Ø 108×3,75



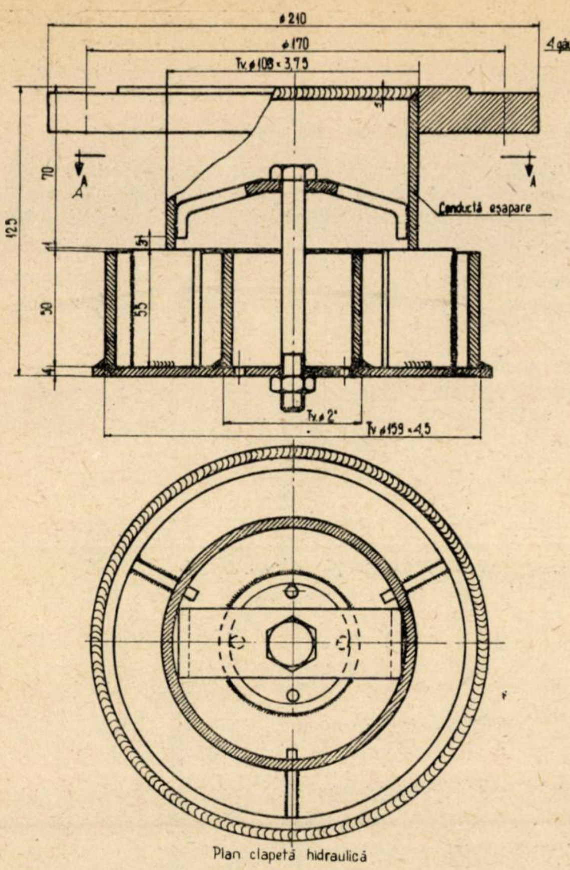


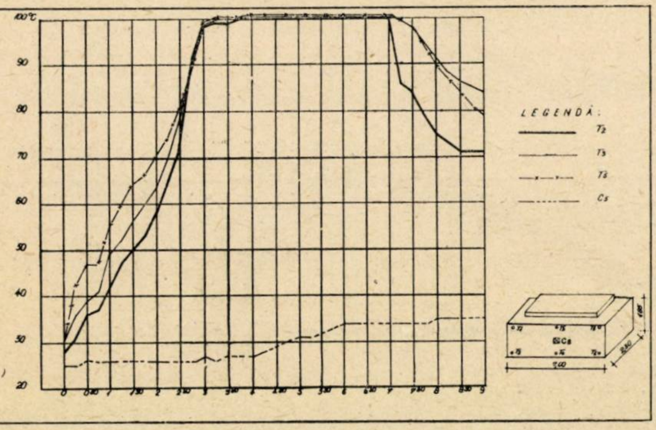
Fig. 7. Clapeta hidraulică

Începutul perioadei de încălzire este caracterizat de temperaturi mai ridicate la partea superioară şi mai coborîte la cea inferioară unde se evacuează amestecul de abur-aer. Gradientul de temperatură pe înălţime scade în mod sensibil la 90°C cînd procesul de eliminare a aerului din cameră este foarte avansat.

Înregistrările de temperatură au indicat realizarea în final a unei atmosfere de abur saturat la temperatura de 100°C în orice punct al camerei, ceea ce confirmă alegerea corespunzătoare a sistemului de admisie-evacuare, precum şi gradul satisfăcător de izolare termică. Păstrarea constantă a perioadei izoterme a demonstrat şi buna funcţionare a dispozitivelor de automatizare.

Sistarea admisiei de abur a produs în timp de 2 ore o răcire a mediului din cameră cu 20—30°C, pierderea de căldură fiind mai pronunţată la partea inferioară unde pătrunde aerul rece din exterior.

Fig. 8. Graficul evoluţiei temperaturilor în mediul camerei experimentale şi pe suprafaţa exterioară a cuvei



4.2. Evoluţia temperaturilor pe suprafaţa exterioară a pereţilor camerei

Măsurări efectuate pe suprafaţa exterioară a peretelui camerei au indicat o creştere a temperaturii de 10°C (de la 25—35°C) pe durata de 9 ore a ciclului de tratare termică, adică de aproximativ 1°C/h; acest fapt confirmă buna izolaţie termică a camerei experimentale. În acelaşi timp în interiorul camerei temperatura a suferit o variaţie de 70°C (fig. 8).

5. EFICIENŢA INSTALAŢIEI EXPERIMENTALE

Ţinînd seamă de o încărcare normală cu piese a camerei şi luînd în consideraţie temperaturile măsurate în mediu, în beton şi la suprafaţa exterioară a pereţilor camerei, s-a calculat randamentul termic al instalaţiei precum şi consumul de abur/m³ de beton tratat termic.

Întocmirea bilanţului termic a condus la următoarea repartiţie a căldurii consumate:

— căldură utilă consumată pentru încălzirea betonului din piese: 62%;

— căldură consumată pentru încălzirea tiparelor: 14%;

— căldură pierdută prin pereţi şi capac: 24%.

Consumul de abur calculat a rezultat de circa 200 kg abur/m³ beton tratat termic. În condiţii industriale se apreciază un spor la consumul de abur de 25%, ceea ce ar duce la un consum mediu de 250 kg/m³.

Se menţionează faptul că în camerele de aburire obişnuite care funcţionează în prezent în industria prefabricatelor de beton, datorită lipsei unui agent încălzitor pur şi a imperfecţiunilor de alcătuire a camerelor, transferul de căldură la beton este de 2—4 ori mai redus decît în cazul camerei experimentale, fapt care explică consumul ridicat de abur de circa 800 kg/m³ de beton tratat termic, comunicat în diverse materiale de către fabricile de prefabricate.

Noul procedeu oferă aşa dar o importantă reducere a consumului de abur în tratarea termică a prefabricatelor de beton armat.

6. CONCLUZII

Dispozitivele experimentate, pentru asigurarea în cameră în perioada de izotermie a unui mediu de abur saturat la temperatura de 100°C, au dat deplină satisfacţie.

Camera de tratare, instalaţia de distribuţie a aerului şi instalaţia de automatizare a perioadei izoterme sînt uşor de realizat în orice unitate de producţie a prefabricatelor.

Ţinînd seamă de rezultatele tehnice şi economice obţinute, se impune ca în viitor, acolo unde condiţiile tehnologice cer utilizarea de camere de aburire, să fie proiectate şi utilizate numai camere de tipul experimental, funcţionînd cu abur saturat la 100°C.

Acolo unde sînt în funcţiune camere de aburire obişnuite, se recomandă ca ele să fie reproiectate şi transformate în camere de tipul experimental.

Pentru proiectarea şi execuţia noilor camere de tratare termică, secţia tehnologia betonului armat din INCERC pune la dispoziţia celor interesaţi documentaţia tehnică necesară şi acordă asistenţă tehnică la punerea în funcţiune.

Bibliografie

[1] Semenov L. A.: *Cameră de aburire fără presiune*. Editura din Rostov, 1960

[2] Semenov L. A., Podurovski N. I.: *Cameră de aburire fără presiune*, Editura din Rostov, 1961.

[3] * * *: *Accelerarea întăririi betoanelor pentru elemente prefabricate în tipare încălzitoare şi cuve de aburire*, Cercetări de laborator privind tratarea termică în cuve de aburire. INCERC-Secţia Betoane Mortare.

[4] * * *: *Studiul documentar şi tehnico-economic asupra procedeelor moderne de tratare termică a prefabricatelor de beton armat* INCERC-Secţia Tehnologia Betonului Armat, 1963.

[5] * * *: *Proiectul camerei tip Semenov pentru încercări de laborator*. INCERC-Secţia Tehnologia Betonului Armat.

[6] * * *: *Referat cu concluzii asupra experimentărilor instalaţiei de automatizare a perioadei izoterme*, INCERC-Secţia Tehnologia Betonului Armat, 1966

[7] Kronhaus S. D.: *Tratamentul termic şi alimentarea cu căldură la fabricile de prefabricate din beton armat*. Moscova, Gostroiizdat, 1961.

DISCUŢII

Referitor la nota „cu privire la formele precomprimate ale halelor universale (consideraţii critice asupra noului catalog I.P.C.T. şi 2066)

redacţia a primit două note de discuţii pe care le redăm mai jos: prima aparţine colectivului de proiectare a proiectului 2066 din I.P.C.T., iar a doua ing. Radu Agent din C.S.C.A.S.

I

În cadrul proiectării tip, stabilirea soluţiilor constructive optime constituie o problemă de mare complexitate, deoarece aceste soluţii trebuie să reprezinte o sinteză a necesităţilor funcţionale impuse construcţiei de tehnologiile moderne în continuă evoluţie, corelate cu necesităţile de industrializare a execuţiei clădirilor şi de sporire a calităţii lor, pe baza experienţei acumulate de la o etapă la alta. Pe această linie, proiectarea noilor tipuri de hale industriale, cu caracter universal, elaborate de I.P.C.T. în cadrul seriei de proiecte 2066/1966, s-a făcut pe baza unei participări largi atît a proiectanţilor de investiţii şi a beneficiarilor, cît şi a factorilor care coordonează execuţia în fabricile de prefabricate şi a organelor de avizare şi îndrumare a proiectării, astfel încît soluţiile adoptate să reprezinte cea mai bună rezolvare a problemelor, în toată complexitatea lor.

Referitor la problemele ridicate în nota publicată, se constată că punerea lor în discuţie se datorează de fapt unei recunoaşteri, în general sau în parte, a acestor condiţii complexe de proiectare, execuţie şi exploatare care trebuie să stea la baza elaborării proiectelor, mai ales în cazul soluţiilor tip.

Desigur asemenea discuţii, pentru clarificarea unor nelămuriri care pot apărea, sînt în general utile ; ar fi fost mai normal însă să se arate aceste nelămuriri încă de acum doi ani cînd elementele respective s-au confecţionat şi în parte s-au şi experimentat la această fabrică (IPEC—Braşov).

Dacă se au în vedere materialele de la „Consfătuirea consacrată activităţii de proiectare în domeniul construcţiilor” de la începutul acestui an, precum şi recentele articole :

„Să mergem mai hotărît pe calea tipizării construcţiilor industriale”, Scînteia nr. 7254 din 16 febr. 1967, „Fabrica de platforme pentru autovechicule” Scînteia nr. 7362 din 5 iunie 1967, „Direcţia mişcării hîrtiilor în acţiune” România Liberă nr. 7034 din 31 mai 1967, (materiale în care s-a subliniat ca o lipsă importantă faptul că noua serie de proiecte—proiect nr. 2066)—nu a fost introdusă în producţie încă din 1966, şi dacă se ţine seamă şi de faptul că proiectul este solicitat la un număr foarte mare de investiţii (deocamdată peste 400 000 m² pentru necesităţi imediate), considerăm că la nivelul acelora care nu au sarcina şi timpul necesar să aprofundeze problemele ridicate, punerea în discuţie în acest moment a oportunităţii folosirii proiectului ar putea produce unele confuzii şi unele dezinformări, aducînd prejudicii realizării sarcinilor de plan ale sectorului de construcţii, în etapa actuală *).

★

Analiza comparativă a noilor tipuri de hale cu caracter universal (proiect nr. 2066) şi seria de hale cu ferme arc (proiect nr. 2032) necesită o cunoaştere aprofundată a multiplelor aspecte care determină alegerea soluţiei.

Din acest punct de vedere, se constată că în nota citată, judecînd după argumentaţia făcută, se încearcă să se discute comparativ două tipuri de hale, prin aprecieri unilaterale, bazate pe comparaţia directă a unui singur element component al construcţiei, ferma transversală, pierzînd din vedere aspectele esenţiale legate de gradul de satisfacere a unor necesităţi funcţionale cerute construcţiei, în exploatare.

Este poate cazul să remarcăm cu această ocazie, că în aprecierea unei soluţionări în ansamblul ei, se constată că diverşi specialişti au tendinţa de a aborda analiza în mod unilateral, din punct de vedere al specialităţii lor, ceea ce bine înţeles îi împiedică să obţină concluzii juste pe ansamblul problemei.

Astfel, în conţinutul notei publicate, la capitolul avantajelor, se semnalează un singur aspect pozitiv, acela al stabilităţii fermelor transversale la montaj, fără să fie menţionate importantele probleme pe care noile structuri le rezolvă sub aspectul funcţional şi constructiv.

Pe această linie s-ar fi putut remarca că :

— Noile structuri asigură posibilitatea realizării de hale avînd traveea de 12 m, cu folosirea integrală a elementelor utilizate pentru traveea de 6 m.

— Structurile 2066 asigură realizarea spaţiului tehnic în înălţimea de construcţii a acoperişului, putîndu-se amplasa în ambele sensuri conducte tehnologice cu diametrul pînă la 120 cm, fără o reducere a înălţimii libere a halei. Tipurile de hale cu ferme-arc nu permiteau amplasarea de asemenea conducte în sens transversal, decît sub talpa fermei, ceea ce conducea la o mărire a înălţimii utile a construcţiei.

— Este posibilă adoptarea mijloacelor de transport interior, de tip grinzi rulante suspendate (sarcină utilă maximă 5 t) sau conveioare, monoşine etc., deservind întreaga suprafaţă utilă a halei.

— Rezolvarea antiseismică a noilor tipuri de structuri este în concordanţă cu ultimele cercetări pe plan mondial — asigurarea de rezerve suplimentare prin crearea de continuităţi parţiale între stîlpi şi ferme, limitarea perioadelor proprii de vibraţie etc.

— S-a făcut posibil trecerea pentru prima oară la o execuţie centralizată a stîlpilor în fabrici de prefabricate, cu urmare a unificării secţiunilor transversale într-un număr redus de tipuri.

— Pe linia măririi gradului de industrializare, noile elemente, în comparaţie cu cele anterioare, permit reducerea manoperei de asamblare la şantier, datorită faptului că, utilizînd la maximum capacităţile tehnologice şi de transport (piese cu gabarit 9×3 m şi greutăţi de 5 t) operaţiile de manipulare, calare şi matare a rosturilor se micşorează cu 1/3.

Spaţiul şi cadrul nu permit angajarea unei analize mai amănunţite a tuturor avantajelor de detaliu pe care noile tipuri de structuri le au.

Referitor la problemele ridicate se pot remarca următoarele :

1. **Problema volumului de încălzit.** Volumul necesar pentru a fi încălzit, la noile tipuri de hale, este la prima vedere mai mare decît la cele vechi. O analiză mai amănunţită arată însă cîteva aspecte, pe care nota publicată nu le-a luat în considerare şi care schimbă esenţial problema şi anume :

— Nu este justă comparaţia volumelor stabilite pentru înălţimi egale la nivelul tirantului. La structurile cu ferme-arc (2032), în cele mai multe cazuri, datorită necesităţii de a prevedea conductele tehnologice şi de instalaţii sub nivelul tirantului (în sens transversal nu este posibil să se folosească spaţiul oferit de înălţimea de construcţie a fermei), este necesar, pentru a se păstra o aceeaşi înălţime utilă a construcţiei, să se mărească cota tirantului, ceea ce face ca volumele şi suprafeţele perimetrale să fie de fapt asemănătoare.

— Este ştiut că, pentru încălzire, cheltuielile nu sînt influenţate de volumul de încălzit ci de perimetrul suprafeţelor prin care se produc pierderile de căldură. Din acest punct de vedere, în cazul realizării unor construcţii cu 3—4 deschideri (cazuri uzuale), cele două tipuri de ferme conduc la suprafeţe perimetrale asemănătoare sau cu diferenţe neesenţiale.

2. **Problema înălţimii suplimentare a stîlpilor şi a pereţilor.** Mărirea lungimii stîlpului la noile tipuri de hale, faţă de cele vechi, nu poate fi apreciată ca un dezavantaj, decît dacă se pierde din vedere legătura directă între modul de rezolvare a stîlpului şi ansamblul constructiv al structurii.

Analiza consumurilor de materiale în stîlpi nu se poate face decît în contextul ansamblului stîlp — fermă şi al schemei de calcul corespunzătoare. Din acest punct de vedere, trebuie precizat că pentru un domeniu de hale, avînd înălţimi utile cuprinse între 4,80 — 16,00 m, soluţia 2066, cu ferme continue, conduce la rezolvări mai economice pe intervalul înălţimilor mai mari, cuprinse între 7,20—16,00 m. Pentru înălţimi cuprinse între 4,8 şi 7,2 m se pot adopta atît scheme cu continuităţi, mai ales în cazul regiunilor cu grad de seismicitate important, cît şi scheme fără continuitate,*) acestea din urmă conducînd de fapt la consumuri de materiale echivalente cu cele din proiectele cu ferme-arc şi pentru aceste intervale de înălţimi de hale.

---

*) Pe de altă parte, ca organizare a unor asemenea dicuţii, în paginile revistei, considerăm că în mod normal ar trebui să se înceapă cu publicarea concomitentă atît a părerilor exprimate cît şi a precizărilor date de cei interesaţi, astfel încît cititorii să fie de la început puşi în temă mai complet.

În ceea ce priveşte suplimentarea înălţimii pereţilor longitudinali trebuie avut în vedere, aşa cum s-a arătat la pct. 1, că, la construcţiile realizate cu tipurile de ferme 2032, ca urmare a necesităţilor tehnologice de a prevedea magistrale de conducte de ventilaţie în vecinătatea stîlpilor, înălţimea utilă (sub talpa fermei) se înalţă corespunzător, astfel încît în ambele tipuri de structuri pereţii au în general înălţimi comparabile. Totodată nu trebuie uitat că, în general, chiar la construcţiile care nu au instalaţii suspendate, rezolvările uzuale arhitectonice impun prevederea de atice, pe tot cuprinsul clădirii, în cazul acoperişurilor curbe, cum ar fi şi cele cu ferme-arc, ceea ce reduce de la început diferenţa efectivă a înălţimii pereţilor de contur, între cele două soluţii.

3. **Problema schemei statice a fermelor transversale.** Aprecierea făcută în nota publicată privind ,,scurgerea eforturilor pe o cale mai ocolită şi astfel mai nefirească" la noile tipuri de ferme nu este suficient de clară, dacă se ţine seamă că ambele tipuri de ferme constituie forme clasice de rezolvare a căror logică de conformare este evidentă cu atît mai mult cu cît, în ambele cazuri, creşterea progresivă a înălţimii elementului are loc în acelaşi timp cu creşterea momentului încovoietor.

4.5. **Problema realizării fascicolelor curbe.** Soluţiile structurale cu cablu curb, care între altele au şi avantajul că permit realizarea continuităţilor, sursă de rezerve sporite de capacitate portantă, sînt în prezent generalizate în întreaga lume. În anul 1959, la proiectarea fermelor-arc 2032 s-au adoptat soluţii se ferme cu cablu drept deşi, iniţial, s-au preferat soluţiile cu ferme cu cablu curb, ţinîndu-se seamă de experienţa redusă în tehnologia precomprimării în acea perioadă în ţara noastră.

Se pune însă întrebarea dacă, în 1967, după o experienţă cîştigată în opt ani de execuţie a betonului precomprimat, este cazul să se absolutizeze soluţia cu fascicole drepte care, în schimbul unei simplificări relative în tehnologia de execuţie, împiedică realizarea unor ansambluri structurale calitativ superioare?

Nu au arătat oare experimentările — cu noile tipuri de ferme (care s-au făcut chiar în incinta fabricii IPEC) că nu există nici un fel de dificultăţi în realizarea canalelor curbe, anfilarea fascicolelor şi în realizarea operaţiilor de postîntindere?

Astăzi, cînd la noi în ţară se fac încercări pe linia realizării precomprimării electrotermice cu trasee poligonale frînte, încercări de deflectare a toroanelor 7 Ø 4 la grinzi cu inimă plină, cu înălţimi constante, considerăm că exagerarea inconvenientelor legate de adoptarea cablurilor curbe riscă să frîneze progresul în domeniul betonului precomprimat şi tendinţa firească de a realiza structuri calitativ mai bune.

6. **Problema asamblării fermelor.** Forma lenticulară a noului tip de fermă cere ca necesar, la asamblare, un număr de capre de inventar, servind atît drept reazem elementului asamblat, cît şi ca platformă de lucru pentru precomprimare.

Nu trebuie uitat însă că dispozitive asemănătoare s-au folosit, sub altă formă, şi la tipurile de ferme 2032, la care trebuiau prevăzute spraiţuri puternice de inventar, care să asigure poziţia verticală a elementului înainte, în timpul şi după asamblare.

7. **Problema comparaţiei consumurilor de materiale**

Trebuie precizat de la început că, în comparaţiile şi aprecierile făcute în nota publicată, s-au făcut simultan cîteva erori, care au condus la concluzii greşite, total sau parţial.

Mai întîi trebuie amintit că o comparaţie directă între două elemente de structură, luate separat, în afara ansamblului în care au fost concepute, nu poate oferi o imagine fidelă a realităţii şi de bună seamă are toate şansele să producă dezinformări : de exemplu fermele cu continuitate (2066) nu pot fi comparate cu fermele (2032), în afara structurii, deoarece primele, ca urmare a continuităţii cu stîlpul, în special pentru înălţimi de hale $\geqslant$ 7,20 m, permit, în raport cu ultimele, importante reduceri de materiale în stîlpi (secţiuni de beton mai reduse, consecinţă a lungimii de flambaj mai mică şi armături mai reduse, consecinţă a unei alte repartiţii a momentului încovoietor).

Din acest punct de vedere comparaţia trebuie să fie făcută între ferma F 18 —6 —III/400 (catalog 2066) şi ferma F 18 — 75 (catalog 2032), deoarece aceste elemente sînt comparabile din punct de vedere al funcţiunilor în ansamblul structurii, ţinînd seama însă că, aşa cum s-a arătat, ele diferă din punct de vedere al necesităţilor pe care le pot acoperi în exploatare ; o astfel de comparaţie ar fi dat prilejul să se facă constatarea că pentru o sarcină capabilă cu 10 % mai mică, ferma 2066 prezintă o greutate mai redusă (cu 12%) şi un consum de metal mai redus (cu 9%), fiind deci echivalentă din punct de vedere al indicilor pe element, cu ferma-arc proiect 2032 (tabela 1).

Dacă totuşi se insistă să se facă o comparaţie între ferma 2066 (F 18—6—II) cu continuitate şi ferma 2032 (F18—75), proiectate pe simplă rezemare, atunci nu trebuie pierdut din vedere că pentru o diferenţă de încărcare în plus de circa 5 %, ferma 2066 are practic acelaşi consum de beton (1 % în plus) : consumul de metal este mai mare cu 14 % (respectiv 0,9 kg/m^2), datorită, pe de o parte, creşterii sarcinii capabile (respectiv 0,3 kg/m^2), iar, pe de altă parte, datorită faptului că cele 0,6 kg/m^2 în plus la fermă permit o reducere a consumului de metal în stîlp cu o valoare cel puţin egală (tabela 1).

Se vede din cele de mai sus că fermele 2066, lăsînd la o parte aspectele calitative pe care le realizează în ansamblul structurii şi care au fost arătate mai înainte, au şi avantajul că sînt la fel de economice din punct de vedere al consumului de metal ca şi tipurile anterioare. Nu se consideră că este cazul să se reia discuţia pentru ferma de tip greu F 18—6—I, deoarece aceasta, faţă de ferma F 18—125 (2032), a fost concepută special pentru structuri de hale cu transport suspendat, cu grinzi rulante cîte două pe o deschidere acţionînd simultan, fapt care face ca într-o comparaţie exactă să trebuiască să fie prinşi şi alţi factori (de exemplu : contravîntuiri orizontale pentru fermele 2032 etc.).

Nota se referă şi la faptul că pentru fermele de tip greu, lăţimile tălpilor au crescut, pierzînd din vedere însă că, în comparaţie, înălţimea tălpilor comprimate s-a redus corespunzător. De altfel pentru noile ferme de tip uşor 2066, s-a arătat mai înainte că greutatea proprie a elementelor este mai mică (ferma

Tabela 1

Proiect	Tipul fermei	Sarc. normată (echiv.) kg/m^2	Volum beton m^3	Greutate kg	Consumuri de oţel						Indice de consum de metal (procente)
					OL 38 STM	PC60	PC52	Lamin.	SBP	Total (procente)	
pr. 2066	Fermă F18—6—II (continuitate)	470 kg/m^2 (105 %)	2,999	7,798 (101 %)	565,20	65,00	—	88,50	122,00	840,69 (114 %)	7,78 (114 %)
pr. 2066	Fermă F18—6—III/400 (simplă rezemare)	400 kg/m^2 (90 %)	2,609	6,784 (88 %)	452,50	—	26,20	83,70	110,00	672,47 (91 %)	6,23 (91 %)
pr. 2032	Fermă F18—75 (simplă rezemare)	450 kg/m^2 (100 %)	2,963	7,700 (100 %)	551,80	—	—	86,40	102,00	740,20 (100 %)	6,88 (100 %)

---

*) Varianta F 18—6—III/400

F 18—6 III/400) sau practic egală (ferma F 18—6—II), în comparaţie cu fermele anterioare 2032. Lăţimea mărită a elementului a fost preferată, deoarece în condiţiile măririi panoului component de la 6 la 9 m s-a simţit necesară asigurarea unei rigidităţi corespunzătoare şi pentru că lăţimile adoptate permit obţinerea dimensiunilor transversale necesare pentru amplasarea cablurilor de putere mare, cu conuri metalice mai mari.

În încheiere considerăm că pe baza unei analize atente şi detaliate se poate constata că sistemul halelor prefabricate cu ferme-arc (proiect 2032), aplicate începînd din 1959—60, a permis punerea bazelor şi organizarea procesului de industrializare a construcţiilor de hale de producţie, dovedindu-se raţional din punct de vedere tehnic şi economic. În noua etapă de dezvoltare economică a ţării noastre, faţă de sarcinile sporite şi complexe care decurg pentru constructori din programul dezvoltării în viitor a diverselor ramuri industriale, a apărut necesară punerea la punct a unui nou sistem de hale prefabricate.

Noul sistem elaborat, după cum s-a arătat, cu atentă grijă pentru aspectele tehnice şi eocnomice, este destinat acoperirii sarcinilor mult mai numeroase şi variate care stau în faţa sectorului de construcţii, în stadiul actual, şi astfel elaborat încît să se aducă o contribuţie importantă la dezvoltarea în continuare a industrializării procesului de construcţie.

II

În legătură cu datele comparative între fermele precomprimate tipizate din seriile IPCT 2066 şi 2032, prezentate de ing. G. Kessler, consider necesare următoarele precizări :

1. Surplusul de consum de metal în fermele din seria 2066 (în varianta cu bare de continuitate) faţă de cele din seria 2032, de ordinul a 1,5—2 kg/m² de hală, nu reprezintă o surpriză şi a fost cunoscut la aprobarea noii serii de ferme. El constituie „contravaloarea în oţel" a domeniului mai larg de folosire a fermelor din seria 2066 şi anume :

— posibilitatea utilizării şi la travee de 12 m ;

— crearea unui pod tehnic (cu sau fără tavan suspendat) ;

— posibilitatea suspendării de grinzi rulante sau conveioare ;

— crearea unei structuri cu noduri rigide, acolo unde este necesară pentru diverse raţiuni (reducerea deplasărilor laterale ale stîlpilor la hale înalte cu poduri rulante, construcţii în zone cu grad ridicat de seismicitate etc.) ;

— posibilitatea de a susţine şi sarcini uniform distribuite pe talpa superioară, deci un planşeu din chesoane, nu numai plăci de beton celular autoclavizat, deci posibilitatea folosirii în hale cu umidităţi mai ridicate.

2. Din cele de mai sus rezultă că nici nu are sens o comparare a celor două serii de ferme, întrucît un corespund aceluiaşi scop.

3. S-ar putea întreba : în cazurile cu condiţii mai uşoare, cînd totuşi fermele 2032 satisfăceau condiţiile funcţionale, pentru ce să trecem la fermele 2066? Răspuns : Pentru astfel de cazuri există în seria 2066 un tip special mai uşor de fermă (cu barele de continuitate suprimate), care nu consumă oţel mai mult decît fermele 2032. Acest tip a fost propus de ISPF pentru halele din industria forestieră şi inclus în catalogul IPCT.

4. Fermele 2032 vor fi de asemenea înlocuite cu timpul în asemenea cazuri (cu condiţii uşoare de exploatare) de grinzile cu inimă plină din noua serie IPCT 2115, care nici ele nu consumă oţel mai mult, ci dimpotrivă, mai puţin.

5. Consider totuşi binevenită intervenţia ing. G. Kessler, prin aceea că ne atrage atenţia asupra unui aspect important şi anume că IPCT nu s-a preocupat suficient şi din timp de o largă lămurire a celor interesaţi asupra caracteristicilor seriilor noi de tipuri de prefabricate pe care le-a elaborat.

Ing. R. Agent

CRONICĂ

Expoziţia industrială şi comercială a U.R.S.S. la Bucureşti

La 21 octombrie a. c. s-a deschis la Bucureşti, în Pavilionul de Expoziţii din Piaţa Scînteii, Expoziţia industrială şi comercială a Uniunii Republicilor Socialiste Sovietice, care pe o suprafaţă de 22 000 m² a prezentat 15 000 exponate repartizate în 45 de sectoare.

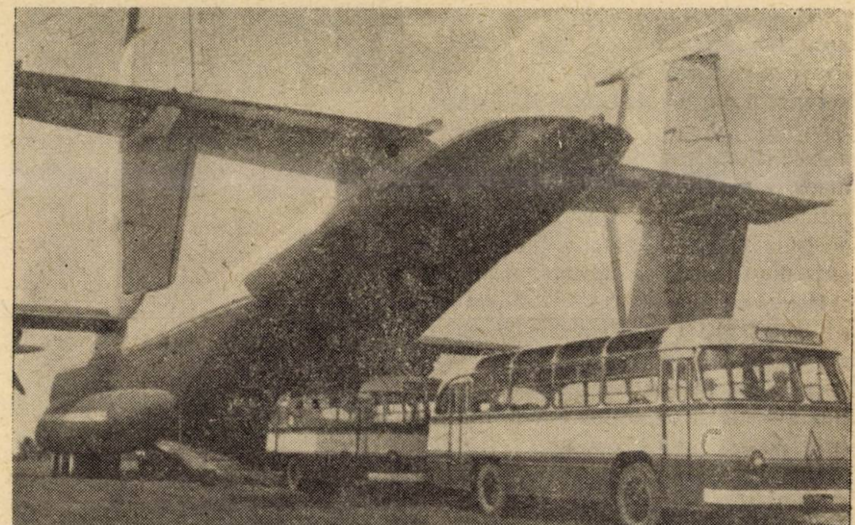
Expoziţia a avut loc în zilele în care întreaga omenire progresistă a sărbătorit semicentenarul Marii Revoluţii Socialiste din Octombrie, care a marcat epoca trecerii de la capitalism la socialism, înrîurind întreaga desfăşurare ulterioară a istoriei mondiale.

Pentru prima oară, la o expoziţie organizată în alte ţări, au fost amenajate standuri informative din cele 15 republici unionale, unde s-au putut vedea imensele prefaceri survenite în anii puterii populare, constituind un fel de recapitulare a drumului parcurs în 50 de ani de statul sovietic. În afară de aceasta, expoziţia a oferit vizitatorilor posibilitatea de a se informa asupra realizărilor la zi ale U.R.S.S. în domeniul economic, ştiinţific şi tehnic.

Chiar la intrare, vizitatorii au putut vedea o machetă înaltă de 38 m a rachetei purtătoare similară cu cea care a plasat pentru prima oară în lume pe orbita circumterestră nava Vostok la 12 aprilie 1961.

Sala de la parterul expoziţiei a fost consacrată în mare parte sectorului „Cosmos" unde un loc de frunte îl ocupa macheta primului satelit artificial al pămîntului, din lume, lansat la 4 octombrie 1957.

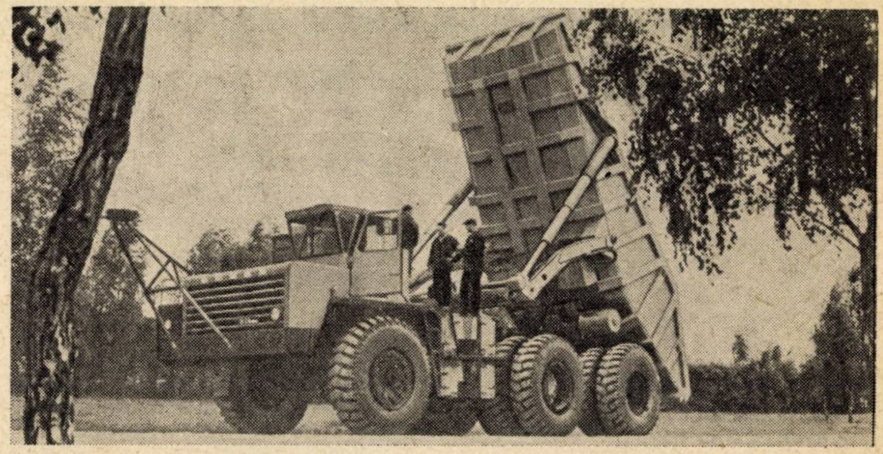
Tot aici au fost prezentate machetele în mărime naturală ale laboratorului cosmic Proton 1, ale staţiilor cosmice Electron 1, Electron 2, precum şi modele ale staţiei interplanetare automate Luna 9, care pentru prima



oară a aselenizat lin pe suprafața Lunei, ale stației cosmice Venus 3, ale satelitului de telecomunicații Molnia 1 și stației Orbita de recepționare a programelor televiziunii centrale prin intermediul satelitului Molnia 1. Tot aici s-a putut vedea un glob al lunei, cu imaginea în relief a reversului ei, obținută cu ajutorul stațiilor automate Luna 3 și Sonda 3.

În sectorul „Atomul în serviciul păcii", organizat de Comitetul de stat pentru folosirea energiei atomice, vizitatorii expoziției au avut prilejul de a se informa mai amplu asupra dezvoltării energeticii atomice în Uniunea Sovietică, despre studiul nucleului atomic și folosirea energiei lui, au văzut machete ale unor reactoare experimentale, folosite în scopuri științifice, ale puternicelor acceleratoare de particule elementare, cum și aparate nucleare și izotopi radioactivi. Tot în acest sector s-a putut vedea macheta vasului-amiral, spărgător de gheață atomic „Lenin" și a reactorului transformator „Romașka" care permite să se obțină energia electrică direct din cea termică.

În domeniul aviației, întreprinderile constructoare de avioane prezintă nava aeriană intercontinentală IL-62 care execută zboruri fără escală Moscova-Montreal, avionul de transport AN-22 și nava supersonică TU-144.



După prezentarea a trei hărți care ilustrează dezvoltarea energetică, constructoare de mașini și geologică a U.R.S.S., în sectorul industrial s-au putut vedea atît machete cît și modelele de hidrocentrale, de instalații de turnare continuă a oțelului, de furnale etc.

Printre întreprinderile de comerț exterior, s-au remarcat : Stancoimport cu mașini-unelte de așchiat, diverse instrumente de măsură și control, rulmenți etc., Stoinzchimexport, Promsîrioimport și Tehmașexport care au expus materii prime și mașini folosite la fabricarea diverselor produse de rășini sintetice.

Sectorul „Radio și televiziune" a prezentat cîteva modele de televizoare, printre care și în culori și 12 modele de tranzistori.

Intreprinderea de comerț exterior „Autoexport" și-a prezentat exponatele pe terenul din jurul pavilionului expoziției.

Noile modele de camioane Belaz-540 de 27 tone și Belaz-548 de 40 tone sînt realizări ale constructorilor de automobile din Bielorusia.

De asemenea s-au putut vedea autoturisme de tip nou cu o linie aerodinamică modernă, cum ar fi ZAZ-966 V și noul tip de Moskvici-412, cu motor de 75 CP.

Tot aici au fost expuse mașini rutiere, de construcție și agricole. Astfel s-au putut remarca buldozerul montat pe un tractor Diesel-electric de 300 CP, screperul cu cupă de 10 m³ și excavatorul de tranșee cu șenile.

În încheiere trebuie să menționăm exponatele de artă populară și artizanat, prezentate în 15 standuri, corespunzînd celor 15 republici unionale. Sculpturi în lemn, obiecte de sticlă, metal și ceramică, dantele, covoare și nenumărate obiecte lucrate cu multă migală și bun gust ilustrează arta tradițională a fiecărei republici.

În tot timpul cît a durat expoziția au fost prezentate numeroase filme documentare închinate etapelor principale de dezvoltare a statului sovietic, eforturilor făcute pentru progresul științific și al culturii și artei și pentru creșterea bunăstării poporului.

DOCUMENTARE

REPARAREA UNEI BOLŢI DIN BETON TRANSLUCID

O spărtură într-un acoperiş din beton translucid este totdeauna dezastruoasă, deoarece reparaţiile sînt practic imposibile.

Pînă în prezent, singura soluţie consta în aplicarea pe acoperiş a unei şape de ciment armat sau de bitum, tehnică necorespunzătoare, deoarece scufunda în întuneric o construcţie concepută şi instalată în funcţie de o abundentă lumină naturală.

Progresul tehnicii oferă, de scurt timp, un remediu raţional pentru repararea acestui gen de accidente, sub forma unei şape translucide pe bază de răşini poliesterice.

În figurile 1 şi 2 se prezintă repararea recentă a unei mari bolţi de la un spital parizian, prin aplicarea acestei formule.

În figura 1 se vede acoperişul în timpul lucrărilor de reparare, iar în figura 2, după reparare; petele negre sînt vechi reparaţii executate cu gudron, care sînt dificil de eliminat.

Lucrările cuprind următoarele operaţii:

— perierea energică cu o perie metalică;

— spălarea cu acetonă;

— din nou periere;

— aplicarea unui prim strat de răşină;

— în momentul în care aceasta se „gelifică" (ceea ce înseamnă că începe să de polimerizeze) se aplică un strat de sticlă (sau în cele mai multe cazuri o ţesătură de sticlă);

— un strat de impregnare; apoi stratul de finisare.

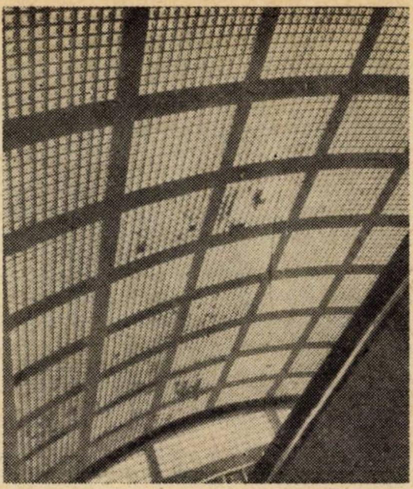
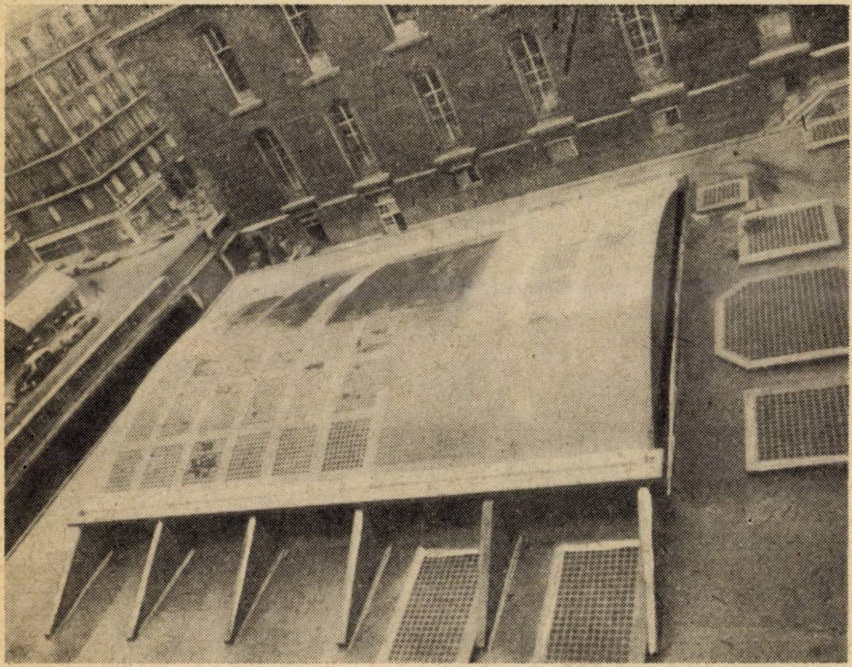


Fig. 2

Fig. 1



Rezultatele sînt satisfăcătoare, cu condiţia ca întreprinderea executantă să posede perfect tehnica foarte nouă şi delicată a aplicării poliesterilor. Astfel este foarte important să se fixeze cu precizie durata polimerizării fiecărui strat (în funcţie de temperatura, de starea higrometrică şi de natura suprafeţelor ce trebuie acoperite); reglarea acestei durate se face prin intermediul catalizatorilor potriviţi. Pe de altă parte, executantul are la dispoziţie mai multe răşini pe care el le amestecă în funcţie de exigenţele fiecărui caz.

Bâtir 158, iunie 1967

PRIMELE ÎNCERCĂRI DE PREFABRICARE

Cînd sîntem în căutarea unor noi procedee de construcţie, prezintă interes analizarea fotografiilor unui sistem care nu a avut iniţial succesul pe care-l sconta autorul lui, dar este înrudit cu procedeele care ne preocupă în prezent.

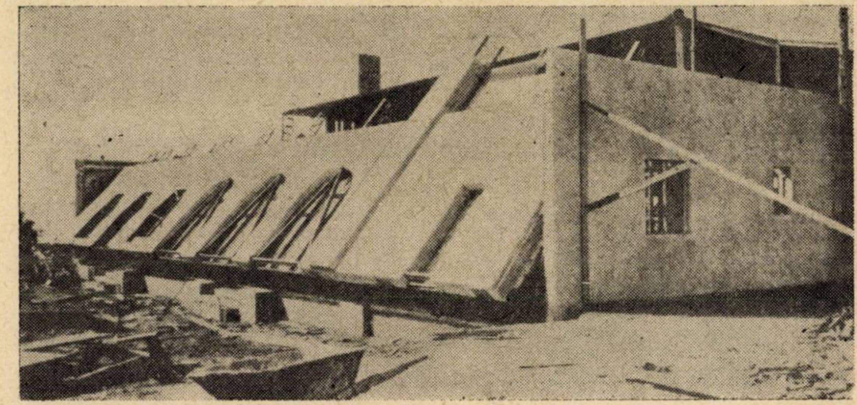


Fig. 3

În California, în oraşul La Jolla, Irving Gill, unul dintre arhitecţii renumiţi ai epocii, a căutat în anul 1914 o metodă raţională de construcţie. Lui i-a părut mai simplu să construiască pereţii pe un cofraj plan înclinat la 15° şi rezemat pe verine pentru aducerea ansamblului la verticală. Materialul folosit provenea din „surplusul" războiului hispano-american, în cursul căruia se pare că a fost folosit în mod analog, dar de asemenea fără succes.

Lucrarea la care ne referim este clădirea unui club. Zidurile au fost construite pe un plan înclinat la 15°, golurile de uşi-ferestre fiind create prin contraforme; pereţii s-au executat din beton armat şi cărămizi găurite, cu rigidizări din bare verticale pe toată înălţimea panoului. După terminarea tencuielilor, ansamblul era redresat la verticală şi fixat.

Dacă procedeul era spectaculos, îi lipsea supleţea, necesitînd imobilizarea inde-

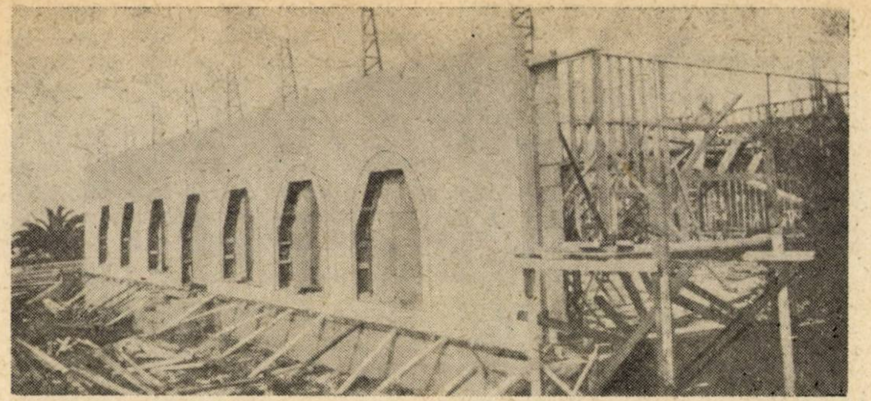


Fig. 4

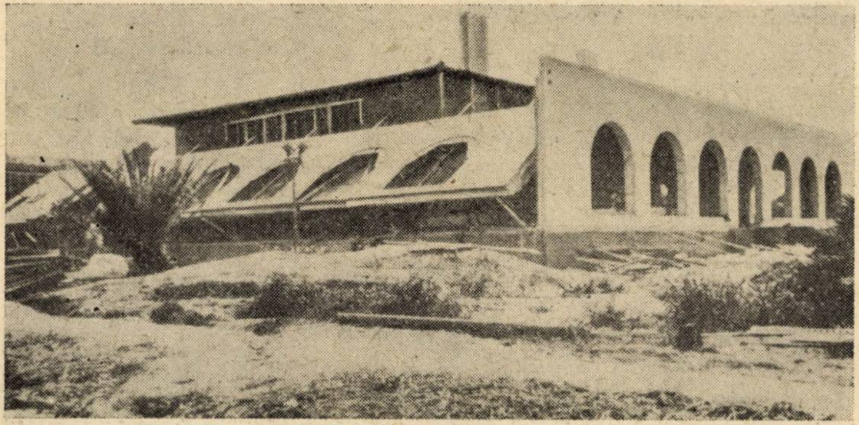


Fig. 5

lungată a unei cantități relativ importante de material și a fost abandonat după două sau trei realizări.

Acest procedeu de execuție a fost reluat mai tîrziu, păstrînd principiul de bază, dar lucrînd pe plan orizontal și în uzină, constituind ceea ce se cheamă astăzi „prefabricarea grea”.

Bâtir 158, iunie 1967

ZID SCULPTAT

În dorința de a da un aspect cît mai frumos fațadelor din beton, constructorii caută noi metode pentru realizarea betoanelor decorative.

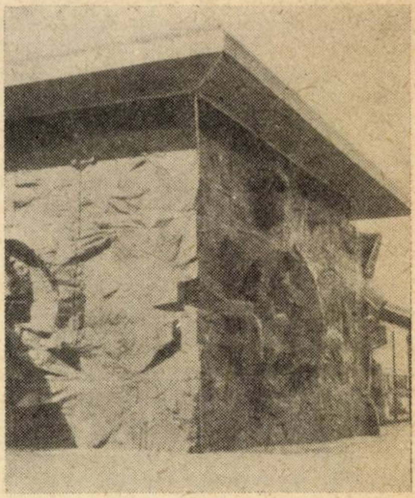


Fig. 6

În Olanda, pereții exteriori ai unei construcții oficiale au fost tratați ca o sculptură. Betonul colorat în bronz, cu ajutorul unui praf metalic, a fost turnat într-un cofraj din spumă de material plastic. După priza betonului, s-a încălzit tiparul pînă ce materialul plastic și-a pierdut consistența, decofrîndu-se astfel zidurile.

Bâtir 159, septembrie 1967

RECENZII

Conf. ing. Petre M. Popescu și alții

Mașini de construcții

București, Ed. Tehnică, 1966,
1175 pag., numeroase ilustrații

Cartea „Mașini de construcții”, elaborată de colectivul condus de conf.ing. Petre M. Popescu, reprezintă o încercare reușită de a cuprinde într-o lucrare, restrînsă ca dimensiuni, strictul necesar privind materialul descriptiv, grafic, informativ, calculul și elementele de calcul organologic referitoare la utilajele de construcții folosite curent pe șantierele de construcții.

Autorii au selecționat cu grijă materialul prezentat, iar la elaborarea lui au ținut seamă de lucrările apărute în acest domeniu în alte țări și de modul cum aceleași probleme sînt prezentate în literatura tehnică de specialitate apărută pe plan mondial.

Lucrarea este alcătuită din nouă părți. În partea întîi se tratează problemele cu caracter teoretic și constructiv comune mai multor grupe mari de mașini (metode de calcul, materiale folosite, rezistențe admisibile, echipamente de lucru...), în partea a doua a lucrării sînt prezentate mașinile de ridicat-transportat folosite pe șantierele de construcții, în partea a treia mașinile utilizate la lucrări de terasamente (excavatoare, screpere, buldozere, gredere, scarificatoare, mașini compactoare...), în partea a patra mașinile de prelucrat piatra (concasoare, mașini de sortat, mașini de spălat piatra, instalații complexe...), în partea a cincea mașinile pentru pregătirea, turnarea și îndesarea betonului (betoniere, fabrici pentru prepararea betonului, dispozitive de dozare, utilaje pentru transportul betonului, mașini utilizate la turnarea betonului, mașini utilizate la îndesarea betonului...), în partea a șasea mașinile utilizate la lucrări de zidărie și tencuială (mașini pentru prepararea mecanizată a mortarului, fabrici pentru prepararea mortarului, utilaje pentru transportul mortarului, mașini, dispozitive și unelte pentru aplicarea mecanizată a tencuielii, mașini de finisat straturi vizibile de tencuială...), în partea a șaptea mașinile utilizate la lucrări de vopsitorie, zugrăveli și finisaj (utilaje pentru vopsit și zugrăvit,

MAȘINI
DE CONSTRUCȚII

maşini unelte portative de prelucrat piatra şi betonul decorativ, maşini de rindelat, curăţat şi finisat parchetul...), în partea a opta instalaţiile şi maşinile utilizate la lucrările de drumuri (bataluri, topitoare, malaxoare, gudronatoare, distribuitoare de criblură, staţii pentru prepararea mixturilor asfaltice şi a suspensiilor de bitum filerizat, utilaje pentru executarea îmbrăcăminţilor din beton, maşini pentru întreţinerea drumurilor...) şi în partea a noua maşinile şi dispozitivele utilizate la lucrări de batere a piloţilor (ciocane de bătut piloţi, sonete...).

Lucrarea conţine elementele teoretice de bază din domeniul maşinilor de construcţii, o serie de date valoroase şi un material grafic bogat legat de stadiul actual de dezvoltare a maşinilor de construcţii: se descriu concentrat însă clar, sub aspect constructiv şi funcţional, cele mai reprezentative maşini de construcţii, se indică metodele moderne de calcul de ansamblu şi organologic (analitice şi pe bază de modele), de analiză critică şi de apreciere a maşinilor prezentate, se dau caracteristicile tehnice, calculele de productivitate şi energetice ale tipurilor de bază, iar în unele cazuri oarecare elemente privind calculul economic al unor tipuri de maşini utilizate mai des pe şantierele de construcţii.

Lucrarea, foarte cuprinzătoare şi judicios organizată, fiind la prima ei ediţie şi în acelaşi timp prima de acest gen apărută în limba română, are unele lipsuri, care ar trebui să fie în atenţia autorilor la o eventuală ediţie viitoare. Astfel, pe de o parte, ar trebui completată cu mai mult material grafic ilustrativ (figuri) , cu mai mult material informativ (tabele) şi cu o serie de titluri care lipsesc din actuala ediţie (acţionările hidraulice — în general foarte utilizate în ultimul timp — maşinile de transportat cu acţiune continuă, maşinile unelte portative, maşinile utilizate la confecţionarea elementelor prefabricate din beton precomprimat, maşinile pentru confecţionarea cofrajelor şi armăturilor metalice, o serie de maşini cu utilizare mai restrînsă sau care nu se utilizează încă pe şantierele noastre...), iar pe de altă parte, unele probleme ar mai trebui dezvoltate datorită tendinţelor de dezvoltare a unor grupe de maşini existente (acţionările electrice, teoria maşinilor vibrante, autoscreperele, fabricile mixte de mortare şi betoane...).

Din punct de vedere editorial apreciem că această lucrare, *caracterizată printr-un conţinut deosebit de complex, vast şi variat şi scrisă la nivelul proiectării*, ar fi trebuit să fie tipărită de Editura Tehnică în două sau în trei volume, aşa cum sînt tipărite lucrările similare în alte ţări, ceea ce ar fi uşurat mult utilizarea, manipularea şi consultarea ei.

În concluzie, neglijînd omisiunile inerente începutului, care de altfel nu alterează valoarea ştiinţifică a cărţii, se poate afirma, fără nici un fel de rezervă, că lucrarea „Maşini de Construcţii", apărută sub îngrijirea conf. ing. Petre M. Popescu, este o lucrare reuşită, scrisă la nivelul ştiinţific al lucrărilor similare din alte ţări; prin modul competent de tratare a problemelor prezentate ea se încadrează în categoria lucrărilor de nivel superior, fiind prima de acest gen care apare în ţara noastră în acest sector şi care umple astfel un gol al literaturii noastre tehnice de specialitate. Ea se adresează deopotrivă inginerilor mecanici care activează în domeniul utilajelor de construcţii (atît în proiectare-tehnologie cît şi în exploatare) şi studenţilor facultăţilor de utilaj de construcţii; prin natura şi volumul datelor practice pe care le conţine, poate fi folosită cu succes de inginerii constructori, conducători de şantiere mecanizate şi semi mecanizate şi de tehnicienii care activează în sectorul construcţiilor de tot felul.

Ing. Traian Gafencu

A. A. Nazarov

OSNOVÎ TEORII I METODÎ RASCIOTA POLOGHIH OBOLOCIKI

(Bazele teoriei şi metodele de calcul ale plăcilor curbe subţiri pleoştite)

Leningrad—Moscova, Ed. de stat pentru
literatura de construcţii, 1966
303 pagini.

O interesantă lucrare a autorului sovietic A. A. Nazarov vine să îmbogăţească literatura privind domeniul plăcilor curbe subţiri, cu preocuparea vădită de a avea un caracter practic.

Primul capitol are un caracter introductiv, tratînd despre *geometria diferenţială* a suprafeţelor şi a curbelor strîmbe.

Capitolul al doilea se referă la *teoria generală a plăcilor subţiri elastice cu formă arbitrară.* Aici sînt prezentate succesiv definirea plăcii curbe, componentele şi ecuaţiile de continuitate ale deformaţiilor suprafeţei mediane, ipoteze de bază, eforturile şi momentele care apar, ecuaţiile de echilibru şi relaţiile de elasticitate, două posibilităţi de reducere a ecuaţiilor generale la sisteme de bază, condiţii de margine.

În capitolul al treilea se particularizează relaţiile precedente pentru *teoria plăcilor curbe subţiri pleoştite.* După definiţii, ipoteze de bază, se studiază formulele în cazul coordonatelor carteziene şi în coordonate polare,corespunzînd unor suprafeţe pleoştite pe contur dreptunghiular şi respectiv suprafeţe de rotaţie. În încheierea capitolului se examinează energia potenţială de deformaţie şi aplicarea principiului minimului energiei potenţiale a sistemului pentru obţinerea ecuaţiilor de echilibru şi a condiţiilor de margine a plăcilor subţiri pleoştite.

Capitolul al 4-lea cuprinde aplicaţii referitoare la *plăcile sferice pleoştite.* Se dau tabele şi diagrame pentru cazul plăcii încărcate cu sarcină uniform distribuită şi forţă verticală concentrată aplicată la vîrf, placa inelară sub acţiunea încărcării uniform distribuite şi cu incluziune rigidă.

În capitolul al 5-lea se tratează *plăcile pleoştite dreptunghiulare în plan.* Suprafaţa mediană este un paraboloid eliptic. Soluţiile sînt căutate în metoda mixtă, cu ajutorul seriilor duble şi simple trigonometrice, şi în metoda deformaţiilor, cu ajutorul seriilor simple trigonometrice.

Pentru calculul practic cu ajutorul seriilor duble trigonometrice, autorul dă o serie de tabele auxiliare, în care sînt luate în considerare primele patru armonice (k, m = 1, 3, 5, 7), pierzînd din vedere faptul că convergenţa seriilor este extrem de lentă şi că, pentru a obţine rezultate corecte, trebuie luat în considerare un număr mult mai mare de armonice (de ordinul sutelor şi chiar miilor), ceea ce este posibil numai cu ajutorul calculatoarelor electronice.

În încheierea capitolului se mai examinează influenţa încastrării elastice pe două laturi opuse, calculul plăcilor subţiri multiple şi calculul plăcilor cu torsiune constantă (paraboloizi hiperbolici delimitaţi de generatoare rectilinii).

Capitolul următor (al 6-lea) studiază *plăcile pleoştite dreptunghiulare în plan, întărite cu nervuri rigide,* fiind exemplificate panourile cilindrice.

Ultimul capitol (al 7-lea) este dedicat *metodei diferenţelor finite şi aplicării ei la calculul plăcilor subţiri pleoştite.*

După o concisă introducere a principiilor metodei, se dau o serie de aplicaţii interesante, utilizînd metoda deformaţiilor. Aceste aplicaţii privesc calculul plăcilor cu nervuri, calculul plăcilor de beton armat, influenţa cedării nervurilor marginale asupra stării de eforturi.

Problemele de acest gen sînt laborioase şi chiar pentru un număr mic de puncte ale reţelei, cum alege autorul, rezultă un număr mare de ecuaţii cu diferenţe finite. În cazul cînd pleoştirea este foarte mare (săgeata de boltă fiind de ordinul de 2—5 ori grosimea plăcii), fenomenul de amortizare rapidă a perturbaţiilor marginale nu apare şi considerarea unui număr redus de noduri duce la o imagine acceptabilă a comportării elementului. Cînd însă svelteţea plăcii creşte (f/l = 5), rezultatele calculului numeric condus pentru un număr redus de noduri nu mai sînt acceptabile.

În orice caz, exemplele numerice tratate de autor par a fi fost utilizate la proiectarea sau verificarea unor elemente de beton armat tipizate.

Cu unele observaţii critice făcute mai sus, apreciem cartea lui A. A. Nazarov ca interesantă şi utilă pentru inginerii din cercetare şi proiectare.

Dr. ing. Mircea Soare

E 1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883 BUDAPEST

Sumar general pe anul 1967

CALCULUL, TEORIA ŞI ÎNCERCAREA CONSTRUCŢIILOR

Appeltauer I., Băluţ N., Gioncu V., Cuteanu E. : **Calculul aproximativ al tălpii superioare din profil omega la grinzi cu zăbrele din bare cu pereţi subţiri formate la rece,** nr. 8, p. 402.

Avram C., Anastasescu D., Mîrşu O., Munteanu I. : **Consideraţii asupra calculului diafragmelor — cadre din beton armat,** nr. 1, p. 1.

Constantinescu P : **Unele rezultate obţinute în controlul ultrasonic al îmbinărilor sudate cap la cap în cadrul Laboratorului central al Ministerului de Construcţii pentru Industria Chimică şi Rafinării,** nr. 1, p. 12.

Fierlinger A. : **Consideraţii cu privire la fisurarea construcţiilor multilaterale cu diafragme din beton armat executate cu tehnologii noi,** nr. 10—11, p. 514

Florian V. : **Calculul cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice al diafragmelor cu goluri,** nr. 10—11, p. 564

Keintzel E. : **Calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere cu stîlpi axial-deformabili la forţe orizontale,** nr. 1, p. 10

Keintzel E. : **Calculul simplificat al forţelor seismice la construcţii multietajate,** nr. 9, p. 452

Keintzel E : **Calculul conlucrării construcţiilor în cadre de beton armat cu terenul de fundaţie,** nr. 12, p. 629

Marinov R. : **Studiul dinamic al unui model de acoperiş lamelar cu dublă curbură,** nr. 5, p. 251.

Nicolau V., Dumitrescu D., Löbel L., Tannenbaum M., Weissenberg M. : **Unele rezultate ale studiilor privind calculul elementelor de construcţii din beton, beton armat şi beton precomprimat efectuate în perioada aplicării condiţionate a normativului de calcul P.8 — 62,** nr. 3, p. 113

Nicolau V., Weissenberg M. : **Simplificări privind aplicarea practică a calculului deschiderii fisurilor şi a calculului săgeţilor la elemente de beton,** nr. 3, p. 119.

Nicolau V., Ionescu C., Culiţă T., Georgescu E. : **Cercetări privind comportarea la solicitări repetate a unor îmbinări sudate ale armăturilor din oţel-beton OL** 38 **şi PC** 52, nr. 6, p. 305

Petcu V. : **Calculul plastic al grinzilor static nedeterminate de oţel cu o singură schemă de încărcare,** nr. 2, p. 68

Petcu V. : **Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe colţuri,** nr. 3, p. 154.

Petcu V. : **Aspectul economic al calculului plastic al grinzilor de oţel static nedeterminate,** nr. 4, p. 186

Petcu V. : **Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe o latură şi pe două colţuri,** nr. 5, p. 258.

Petcu V., Minea Silvia : **Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat simplu rezemate pe un colţ şi pe două laturi adiacente,** nr. 9, p. 449.

Petcu V., Stănculescu Georgeta : **Comportarea în domeniul plastic a plăcilor pătrate de beton armat,** nr. 7, p. 374

Schmidt N., Virag I. : **Extinderea metodei distorsiunilor la grinzi Vierendeel,** nr. 12, p. 617.

Ţopa N. : **Unele probleme legate de posibilităţile de simplificare a calculului reţelelor de grinzi pentru tabliere de poduri fără antretoaze în cîmp,** nr. 10—11, p. 545.

CONSTRUCŢII SOCIAL-CULTURALE, DE LOCUINŢE, INDUSTRIALE SPECIALE ŞI AGROZOOTEHNICE

Asandei G., Neacşu I., Neagu I., Sandi H. : **Castel de apă de mare capacitate,** nr. 4, p. 169

Mihul A., Gherman V. : **Unele probleme privind executarea magaziei de borhot din cadrul fabricii de zahăr din oraşu Roman,** nr. 5 p. 225.

Năvodaru M. : **Industrializarea executării construcţiilor prin metoda cofrajelor spaţiale,** nr. 10—11, p. 531

Ruptureanu T. : **Proiectarea unei noi secţii de tuburi de presiune din beton precomprimat la întreprinderea de prefabricate „Progresul'' Bucureşti,** nr. 8, p. 393.

Stănculescu I., Popa C., Pîslăraşu C., Fierlinger A. : **Redresarea blocului „K'' din şos. Giurgiului Bucureşti,** nr. 10—11, p. 505

Stoicovici D. : **Folosirea suprafeţelor subţiri cu dublă curbură la proiectarea unei expoziţii pentru produse din lemn,** nr. 6, p. 281.

Tendler L. : **Executarea cuvei bazinului de apă de 1 000 m^3 la castelul de apă de la Uzina de aluminiu Slatina,** nr. 7, p. 337

BETON ARMAT PREFABRICAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT

Cazacliu A., Nelepcu D. : **Ferme de beton armat precomprimat realizate cu continuitate în cadrul secţiunilor tip de hale industriale cu trame de** 18 × 12 **m şi** 24 × 12 **m,** nr. 3, p. 124

Culiţă T. : **Cercetări privind determinarea prin metode rapide a rezistenţei la oboseală a armăturilor şi a elementelor de beton armat şi beton precomprimat,** nr. 5, p. 261

Krestel H.K. : **Unele aspecte privind bolţarii prefabricaţi din beton şi beton armat pentru execuţia tunelelor şi tendinţele de dezvoltare ale acestora,** nr. 10—11, p. 554

Löbel L. : **Cu privire la dimensionarea economică a elementelor de beton precomprimat** (I), nr. 12, p. 633

Mihai I. : **Consideraţii asupra realizării rezervoarelor asamblate din panouri prefabricate,** nr. 3, p. 132

Mihul A., Leonte C., Capatu C., Cuciureanu A. : **Precomprimarea elementelor liniare din beton armat prin încărcare,** nr. 3, p. 156

Mihul A., Muşat A., Stanciu V., Avram L., Popovici Gh. : **Utilizarea prefabricatelor din beton armat la execuţia blocurilor glisate din Bacău, în vederea reducerii preţului de cost şi ridicării productivităţii muncii,** nr. 2, p. 62.

Soare M., Petcu V. : **Studiul teoretic şi experimental al planşeelor prefabricate de beton armat de mari dimensiuni, îmbinate în cîmp,** nr. 8, p. 415.

State D., Manari D., Traubici M. : **Accelerarea întăririi betoanelor din elemente prefabricate prin tratare termică în tipare încălzitoare,** nr. 1, p. 24.

MECANIZAREA CONSTRUCŢIILOR

Ghinescu P., Harnay V. : **Transportul hidraulic în exploatările de nisip,** nr. 4, p. 198

Marin V., Ţăruş V., Rubin I. : **Automacara turn AM—5 T** 1,5 **pentru construcţii,** nr. 3, p. 145

Mihul A., Stanciu V., Muşat A., Popovici Gh., Iordăcheanu D. : **Buncăre prefabricate demontabile pentru o staţie de preparare a betoanelor,** nr. 4, p. 195

FINISAJE, IZOLĂRI ŞI PROTECŢIE ANTICOROSIVĂ

Andjulovici Al. : **Izolarea termică optimă a clădirilor blindate,** nr. 9, p. 455

Costescu C.D., Altenliu T., Lucia Pop : **Sudarea rosturilor la îmbrăcămințile de pardoseli din covoare şi dale P.V.C. folosind aparatul tip Zinzer,** nr. 9. p. 483

Duţă Gh. : **Comportarea încăperilor de locuit din panouri mari din punct de vedere termic la funcţionarea intermitentă a instalaţiilor de încălzire centrală,** nr. 12, p. 653

Focşa V. : **Amortizarea defazajului oscilaţiilor termice ale pereţilor exteriori determinate prin analogie electrică,** nr. 12, p. 643

Georgescu Şt. : **Influenţa confortului termic în dimensionarea elementelor de construcţii şi stabilirea temperaturii de calcul a aerului interior pe timpul iernii**, nr. 12, p. 648

INSTALAŢII

Băilescu Al., Marinescu V. : **Instalaţiile de curenţi slabi într-un hotel modern**, nr. 10—11, p. 580

Băţagă N., Chirilă A. : **Consideraţii privind determinarea unor constante termofizice utilizate în calculele termice ale clădirilor**, nr. 4, p. 189.

Busuioc H., Mayer V. : **O instalaţie de încălzire centrală monotubulară realizată în oraşul Ploieşti**, nr. 8, p. 427

Gherghe G., Stellu Al. : **Cu privire la folosirea formulei Colebrook la dimensionarea conductelor de gaze de presiune joasă**, nr. 9, p. 462

Gust C. : **Proiectarea instalaţiilor de antene colective pentru clădiri de locuit din mediul urban**, nr. 7, p. 352

Iliescu R. : **Amortizarea zgomotelor la instalaţiile de condiţionare a aerului la centrul de televiziune Bucureşti**, nr. 10—11, p. 576

Rappaport I. : **Eficienţa calculului instalaţiilor de circulaţie a apei calde**, nr. 10—11, p. 585

Stănescu A., Lăzărescu L., Diaconescu Florance : **Încălzirea halelor industriale cu panouri radiante**, nr. 1, p. 44.

GEOTEHNICĂ ŞI FUNDAŢII

Botea E., Abramescu T., Avram Al. : **Consideraţii geotehnice în legătură cu experimentarea piloţilor foraţi de tip Benoto**, nr. 2, p. 92

Fierlinger A., Neicu N., Mihăiescu Fl. : **Probleme actuale legate de fundarea construcţiilor pe terenuri macroporice sensibile la înmuiere în oraşul Bucureşti**, nr. 10—11, p. 571

Gereb C.T., Apostolescu V. : **Despre metodele de proiectare a fundaţiilor de turbogeneratoare**, nr. 1, p. 37

Gereb T. : **Asupra metodelor de proiectare pentru fundaţiile de turbogeneratoare**, nr. 8, p. 408

Guţu Gh., Luchian O., Moscovici P. : **Consolidarea fundaţiilor la turbosuflantele de la combinatul de celuloză şi hîrtie Călăraşi prin metoda ,,Piloţi Mega''** nr. 5, p. 231

Kargel W. : **Tehnica actuală a fundaţiilor de ciocane**, nr. 7, p. 343

TEHNOLOGIA MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII

Badea M., Trapcea G. : **Prepararea nisipurilor cuarţoase pe spirale separatoare**, nr. 5, p. 243

Beiu E., Hossu T. : **Raţionalizarea schemelor tehnologice privind prepararea, transportul şi punerea în operă a mortarelor pe şantierele de construcţii**, nr. 9, p. 480

Nemţişor I. : **Scurtarea termenelor de reparaţii în industria de ciment**, nr. 5, p. 274

Skrzynski R. : **Mărirea rezistenţei betonului prin asocierea efectelor de subpresiune şi suprapresiune**, nr. 5, p. 246

Traubici M., State D., Manari D. : **Automatizarea izotermiei la tratarea termică a betoanelor în mediul de abur saturat**, nr. 12, p. 657

Zimbrea S. : **Consideraţii teoretice şi experimentări de laborator privitoare la una din cauzele care îngreunează fluidificarea pastelor folosite în fabricarea clincherului de ciment prin metoda umedă**, nr. 5, p. 269

FOLOSIREA DE NOI MATERIALE DE CONSTRUCŢII

Buda Al., Szabo S., Edler I. : **Folosirea zgurilor cuprifere granulate în vederea înlocuirii cenuşii de pirită la fabricarea cimentului prin procedeul umed**, nr. 8, p. 435

Constantinescu R., Angelescu M., Lecca N. : **Betoane aparente decorative cu agregate naturale**, nr. 7, p. 363

Enculescu M., Marton E. : **Cimenturi albe şi colorate şi folosirea lor în construcţii**, nr. 6, p. 321

Focşa Maria : **Pardoseli de mare rezistenţă din dale de beton bazaltic**, nr. 2, p. 102

Focşa V., Radu A., Biborosch L. : **Permeabilitatea la vapori de apă a unor materiale noi de construcţie**, nr. 2, p. 97

Kahan M. : **Betoane de lucrabilitate sporită prin adaos de plastifianţi (lignosulfonat de calciu)**, nr. 1, p. 33

Moldovanu V. : **Cercetări microscopice asupra hidratării cimentului şi a formării structurii pietrei de ciment sub influenţa aditivilor plastifianţi**, nr. 7. p. 381

Munteanu I. : **Sticla securizată**, nr. 4, p. 212

Ştefănescu-Goangă A. : **Îmbunătăţirea calităţii betonului cu ajutorul aditivului lignosulfonat de calciu (L.S.C)**, nr. 7, p. 385

Steopoe A. : **Agregatele silicioase în betoane**, nr. 3, p. 142

Steopoe A. : **Agregatele calcaroase în betoane**, nr. 4, p. 207

Teodoru H. : **Ciment super-refractar, liant pentru betoane superrefractare**, nr. 9, p. 474

Vasilescu I., Halmagiu M., Haliski D. : **Utilizarea într-o fabrică de prefabricate a polimerilor pentru repararea elementelor de beton armat precomprimat**, nr. 4, p. 181

ORGANIZAREA, ECONOMIA ŞI PLANIFICAREA CONSTRUCŢIILOR

Bistriceanu A. : **Posibilităţi de utilizare a calculatorului electronic la întocmirea documentaţiilor economice**, nr. 10—11 p. 562

Brînzeu C. : **Eficienţa economică a transporturilor auto la carierele M.I.C.**, nr. 6, p. 299

Lazăr S. : **Descrierea proceselor tehnologice cu ajutorul grafurilor**, nr. 5, p. 247

Popescu Tr., Vraca Al. : **Studierea costurilor şi probleme ale reducerii indicilor de investiţii la lucrările comerciale**, nr. 9, p. 467

STUDII ŞI CERCETĂRI

Constantinescu R., Angelescu M., Lecca M. : **Betoane aparente decorative cu agregate naturale**, nr. 7, p. 363

Culiţă F. : **Cercetări privind determinarea prin metode rapide a rezistenţei la oboseală a armăturilor şi a elementelor de beton armat şi beton precomprimat**, nr, 5, p. 261

Enculescu Maria, Marton E. : **Cimenturi albe şi colorate şi folosirea lor în construcţii**, nr. 6, p. 321

Mihul A., Capatu C., Patelli T., Preda N. : **Cercetări asupra aderenţei armăturilor la betonul compactat prin vibrare în cofraje glisante**, nr. 7, p. 369

Moldovan V. : **Cercetări microscopice asupra hidratării cimentului şi a formării structurii pietrei de ciment sub influenţa aditivilor plastifianţi**, nr. 7, p. 381

Nicolau V., Ionescu C., Culiţă F., Georgescu E. : **Cercetări privind comportarea la solicitări repetate a unor îmbinări sudate ale armăturilor din oţel-beton OL 38 şi PC 52**, nr. 6, p. 305.

Petcu V. : **Calculul plastic al grinzilor static nedeterminate de oţel cu o singură schemă de încărcare**, nr. 2, p. 68.

Petcu V. : **Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe colţuri**, nr. 3, p. 154

Petcu V. : **Aspectul economic al calculului plastic al grinzilor de oţel static nedeterminate**, nr. 4, p. 186

Petcu V. : **Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe o latură şi pe două colţuri**, nr. 5, p. 258

Petcu V., Minea Silvia : **Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat simplu rezemate pe un colţ şi pe două laturi adiacente**, nr. 9, p. 449

Petcu V., Stănculescu Georgeta : **Comportarea în domeniul plastic a plăcilor pătrate de beton armat**, nr. 7, p. 374

Soare M., Petcu V. : **Studiul teoretic şi experimental al planşeelor prefabricate de beton armat de mari dimensiuni, îmbinate în cîmp**, nr. 8, p. 415

Ştefănescu Goangă A. : **Îmbunătăţirea calităţii betonului cu ajutorul aditivului lignosulfonat de calciu (L.S.C.)**, nr. 7, p.385

DIVERSE

Agent R. : **Referitor la nota : Cu privire la fermele precomprimate ale halelor universale (Consideraţii critice asupra noului catalog IPCT nr. 2066)**, nr. 12, p. 665

Barbu T. : **Consolidarea unor ziduri de interes istoric**, nr. 2, p. 85

Beiu E., Hossu T. : **Consideraţii privind transportul materialelor pentru lucrările de zidărie, betoane simple şi armate şi montarea elementelor prefabricate la planşee**, nr. 6, p. 297

Borza N. : **Consideraţii asupra industrializării construcţiilor termoenergetice în Republica Socialistă România**, nr. 2, p. 57

Brînzeu C., Rădulescu H. : **Încrucişarea denivelată a drumului regional Tg. Jiu-Tismana cu un drum industrial de mare trafic**, nr. 4, p. 202

Brînzeu C. : **Primul drum pentru autobasculante de 76 tone**, nr. 5, p. 237

Capon Em., Suciu M. : **Aspecte privind consumul de materiale la construcţiile de locuinţe realizate în oraşul Bucureşti în perioada 1963—1966**, nr. 10—11, p. 550

Călin L. : **Concurs de proiecte privind complexe industriale pentru îngrăşarea tineretului taurin**, nr. 4, p. 217

Guţu V., Coteanu O : **Contribuţie la proiectarea drumurilor urbane**, nr. 2, p. 76

Iliescu Şt. : **Încăperile acumulatoarelor electrice staţionare şi prezumatul pericol de explozie**, nr. 9, p. 460.

Moraru D., Dumitrescu I. : **Elemente pentru o teorie a trotuarelor**, nr. 4, p. 203

* * * : **Discuţie referitor la nota ,,Cu privire la fermele precomprimate ale halelor universale'' (Consideraţii critice asupra noului catalog IPCT nr. 2066)**, nr. 12, p. 663

NOTE

Kessler C. : **Cu privire la fermele precomprimate ale halelor universale**, nr. 3, p. 162

Keintzel E. : **Calculul aproximativ al vibraţiilor cadrelor spaţiale etajate axial-simetrice**, nr. 7, p. 390

Pînzaru D. : **Panouri dispersoare din polistiren aplicate la tavane**, nr. 7, p. 391

Petculescu N.I. : **Şarpantă celulară autoportantă din semifabricate de lemn**, nr. 9, p. 487

Moiceanu I. : **Instalaţii mecanizate de format fîşii cu goluri**, nr. 9, p. 492

NOTE DOCUMENTARE

Şarpantă din beton pentru un depozit de ciment, nr. 1, p. 54

Proiectarea primei structuri cu placă ortotropă în statul Michigan (S.U.A.), nr. 1, p. 55

Pereţi din spumă şi ipsos pentru construcţii, nr. 1, p. 55

Structură de tip ,,schelet'' din elemente prefabricate cu dimensiuni modulate, nr. 1, p. 55

Faţade prefabricate din elemente pe trei niveluri, nr. 1, p. 56

Construcţii noi la expoziţia de la Montreal 1967, nr. 2, p. 107

Fabrica Elmag la Milano, nr. 2, p. 110

Construcţie din beton cu ciment alb, nr. 2, p. 111

Studiu fizico-chimic al prizei cimentului, nr. 2, p. 111

Hangare şi ateliere ale companiei Alitalia la aeroportul Fiumicino din Roma, nr. 3, p. 167

Învelitoarea laboratoarelor C.N.E.N. la Roma, nr. 4, p. 222

Cea mai mare construcţie din lume, nr. 4, p. 222

Probleme de coroziune a filtrelor electrice în industria cimentului, nr. 4, p. 223

Dispozitive cu motoare pentru încărcarea raţională a cantităţilor mari de materiale însăcuite, nr. 5, p. 276

Cel mai lung pod de beton din Europa, nr. 5, p. 227

Un nou procedeu de prefabricare, nr. 5, p. 278

Pavaj realizat din panouri de beton, nr. 5, p. 279

Prăbuşirea unor poduri în Italia şi Belgia, nr. 5, p. 279

Rezervoare şi conteinere elastice, nr. 5, p. 279

Şcoală încălzită prin radiaţia solară, nr. 5, p. 280

Construcţii noi pentru Olimpiada din Mexic 1968, nr. 8, p. 444

Construcţie cu structură în întregime aparentă, nr. 8, p. 445

O nouă viziune a turnului Londrei, nr. 8, p. 446

Construcţie originală, nr. 8, p. 447

Identificarea şi controlul incluziunilor solide din sticlă, nr. 6, p. 497

Studii asupra proprietăţilor cimentului fluidizat, nr. 9, p. 499

Noi dispozitive pentru controlul procesului tehnologic în răcitoarele grătar, nr. 9, p. 499

Halde de omogenizare a materiilor prime, nr. 9, p. 501

Cercetări cu analizorul granulometric Holderbank, nr. 9, p. 502

Industrializarea construcţiilor de locuinţe individuale, nr. 9, p. 503.

Şcoală din elemente prefabricate în Mexic, nr. 10—11, p. 604

Hipodrom din elemente prefabricate de mari dimensiuni în S.U.A., nr. 10—11, p. 605.

Sistemul de prefabricare ,,Stager'' pentru construcţii şcolare, nr. 10—11, p. 606

CRONICA

Făcăoaru I. : **Sesiunea Grupei de încercări nedistructive a RILEM de la Aachen**, nr. 3, p. 164

Soare M. : **Probleme de interdependenţă între proiectare şi execuţie la plăci curbe subţiri de deschidere mare pentru construcţii industriale şi social-culturale. Congres I.A.S.S. — Leningrad 1966**, nr. 1, p. 50

* * * : **Expoziţia industrială japoneză**, nr. 6, p. 336

Aurian J. : **Simpozion privind aplicarea metodei drumului critic de construcţii**, nr. 8, p. 439

* * * : **Concluzii la sesiunea tehnico-ştiinţifică ,,Probleme actuale în tehnica fundaţiilor din R. S. România'' Bucureşti, 11—13 mai 1967**, nr. 8 p. 444

RECENZII

Mihalcu M : : **Coroziunea**, nr. 1, p. 52

Osipova L.N. şi Tumarkin S.A. : **Tabele pentru calculul suprafeţelor subţiri coroidale**, nr. 1, p. 53

Păunescu M. : **Folosirea vibraţiilor la executarea unor lucrări de fundaţii**, nr. 1, p. 53

Şereşevski I.A. : **Clădiri şi construcţii industriale**, nr. 4, p. 221

Cărare T. : **Utilizarea plaselor şi carcaselor sudate prin puncte în construcţii**, nr. 4, p. 221

Paul Dunham Close : **Izolarea fonică şi termică a clădirilor**, nr. 5, p. 275

Ping-Chun Wang : **Metode numerice şi matriciale în mecanica construcţiilor, cu aplicaţii la calculatoare**, nr. 8, p. 447

Zienkiewicz O.C. : **Metoda elementelor finite în mecanica construcţiilor şi a mediilor continue. Soluţii numerice ale problemelor din mecanica construcţiilor şi a mediilor continue**, nr. 8, p. 448.

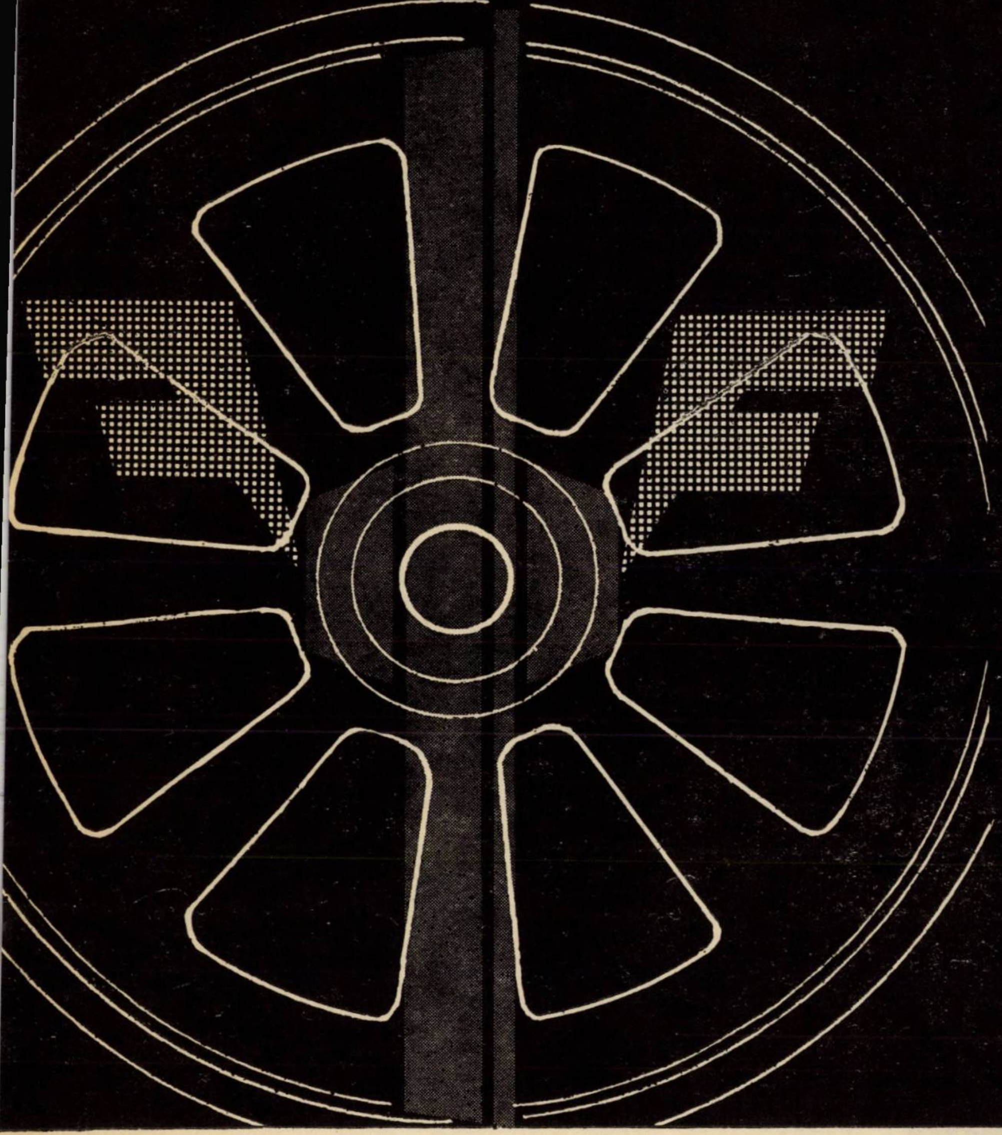
Wayne C. Teng. : **Calculul fundaţiilor şi zidurilor de sprijin**, nr. 9, p. 495

Nikineev V.M., Sadurski V.L. : **Metode practice pentru calculul plăcilor curbe subţiri**, nr. 9, p. 497

Bădărău Eug., Grumăzescu M. : **Ultraacustică fizică şi tehnică**, nr. 10—11, p. 592

1883

IPCF



Întocmește proiecte pentru sistematizarea și centralizarea electrodinamică a complexelor și stațiilor de cale ferată, precum și pentru instalațiile de bloc automat de linie, pe căile ferate simple sau duble.

Institutul are o mare experiență în proiectarea acestor lucrări, realizările sale cuprinzînd:

- sistematizarea și centralizarea a peste 40 de complexe și stații mari de cale ferată;
- sistematizarea și centralizarea a peste 75 stații mijlocii de cale ferată;
- bloc automat de linie pe mai mult de 850 km de cale ferată;
- Instalații de centralizare dispecer în 5 noduri feroviare și pe 3 secții de linie simplă.

Proiectele de execuție cuprind, atît lucrările de linii necesare, cît și instalațiile de centralizare electrodinamică cu relee, precum și cele de bloc automat de linie.

INSTITUTUL DE PROIECTĂRI CĂI FERATE

BUCUREȘTI

B-dul DINICU GOLESCU 38

(PALATUL C.F.R.)

TEL. 18.48.44 și 18.26.10

FABRICA DE GEAMURI SCĂENI

RAION ŞI REGIUNE PLOIEŞTI

Telefon: 1-18-32, PLOIEŞTI

Livrează din stoc, fără repartiţie,
pe bază de comandă

- Vată brută
- Confecţii rogojini rabitz de 3 cm
- Confecţii rogojini rabitz de 5 cm
- Confecţii carton de 3 cm
- Confecţii carton de 5 cm
- Confecţii saltele

HOECHST LIVREAZĂ:

Produse speciale

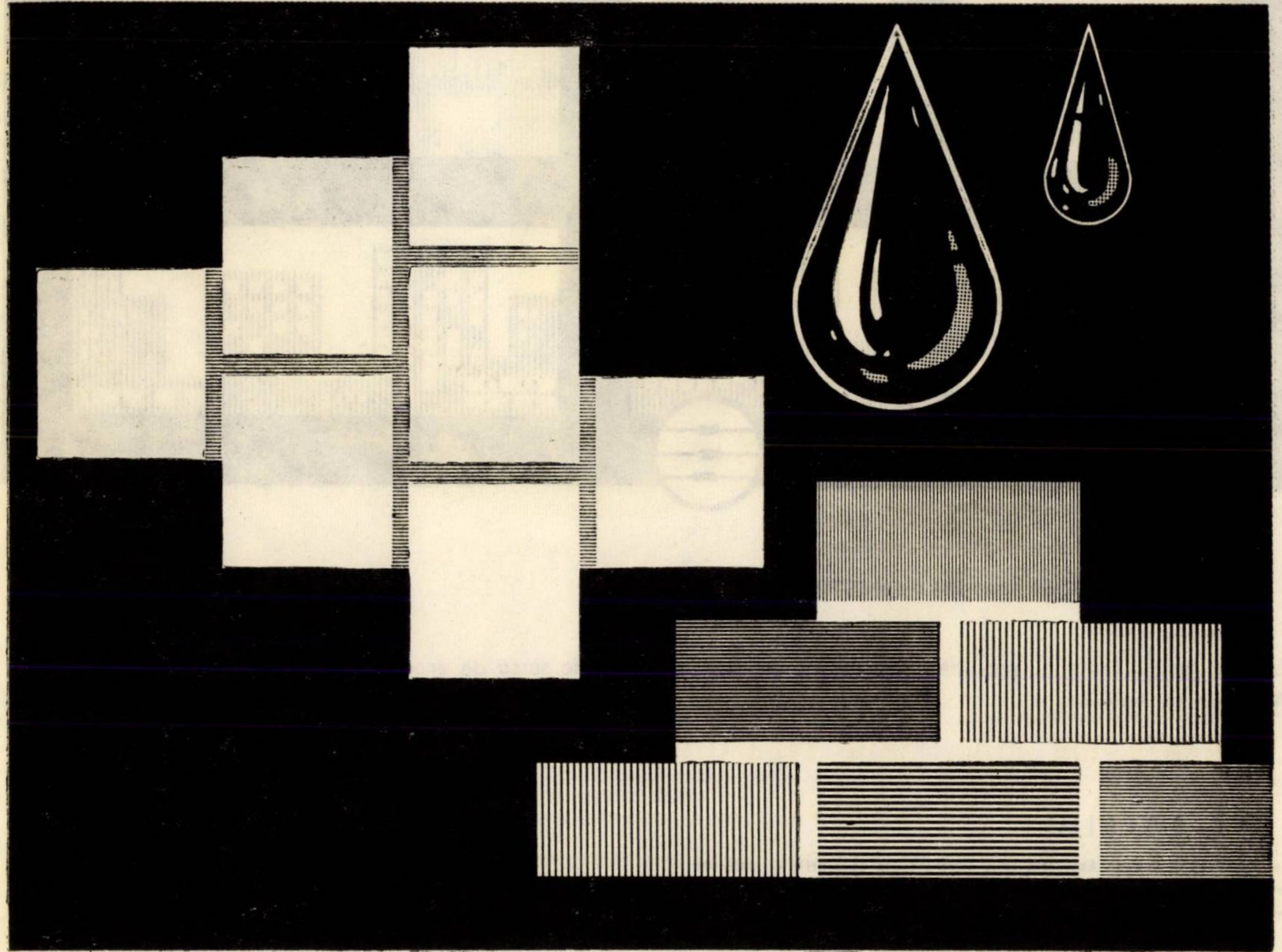
pentru producţia antiacidă

În numeroase unităţi industriale se pune problema protejării instalaţiilor de producţie şi depozitelor împotriva acţiunii chimice a unor substanţe agresive (acizi, baze, săruri, solvenţi, uleiuri etc.), temperaturilor înalte şi solicitărilor mecanice (spălare, abraziune, încărcări rostogolite sau tîrîte).

În asemenea cazuri se pot utiliza cu foarte bune rezultate chituri (R) Asplit (chituri din răşini sintetice pe bază de fenol, furan, răşini epoxidice şi poliesteri, chituri HOECHST rezistente la acizi şi chituri HOECHST rezistente la foc (chituri anorganice pe bază de sticlă solubilă).

Produsele noastre speciale, destinate protecţiei antiacide, pot fi utilizate în bune condiţiuni la executarea pardoselilor din dale, zidăriilor, rosturilor, tencuielilor şi straturilor de protecţie. Fiecare produs în parte este supus unui control riguros în fabrică.

Sîntem gata să trimitem la cerere material documentar. Serviciile noastre de asistenţă tehnică vă stau la dispoziţie.



BO 54

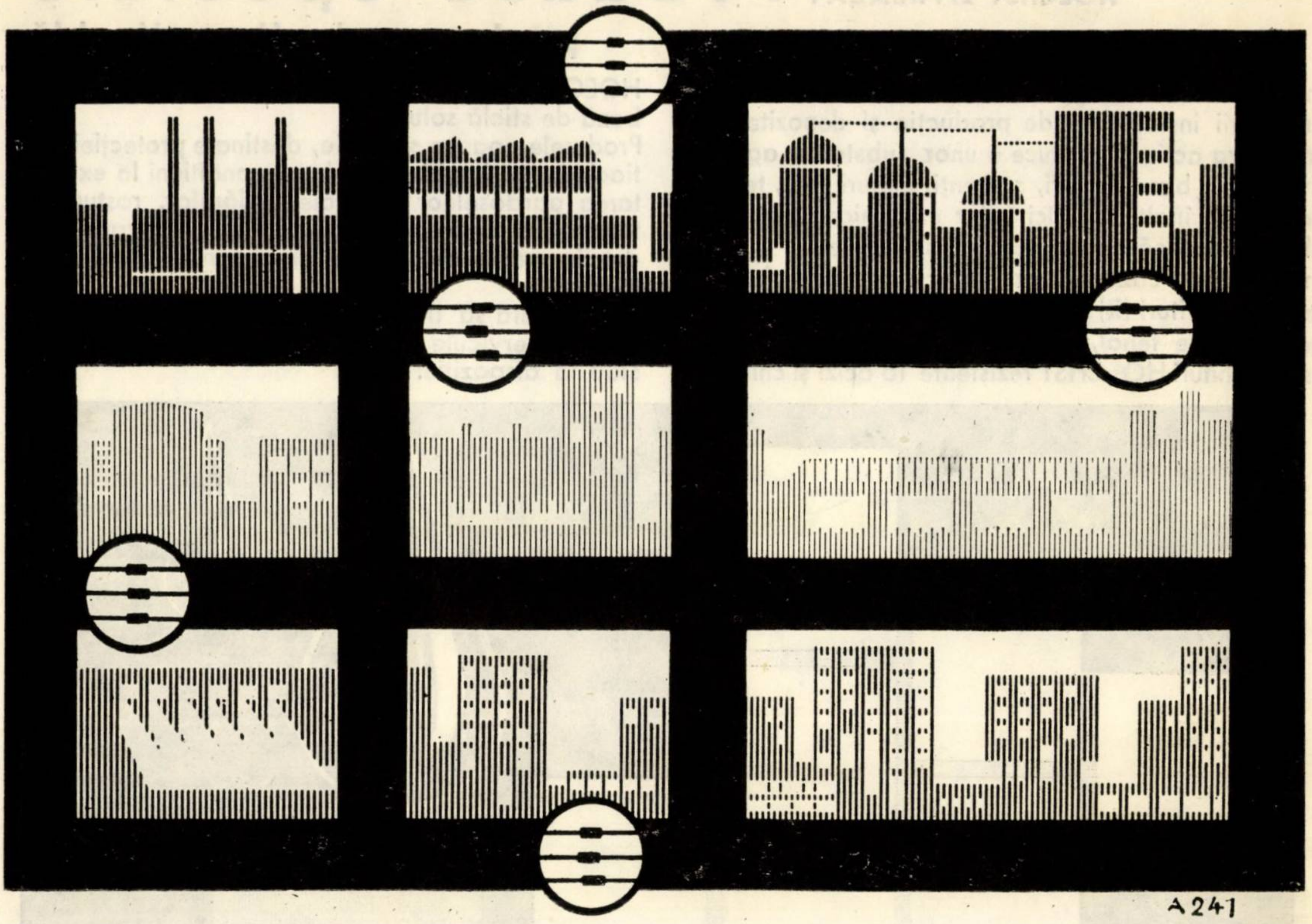
HOECHST

Farbwerke HOECHST AG este una dintre marile întreprinderi de industrie chimică din lume. În afară de societăţile afiliate Kalle AG, Knapsack AG, Behringwerke AG şi Industriile chimice Albert, de întreprinderea noastră mai aparţin Societatea Messer Griesheim GmbH, Societatea Friedrich Uhde GmbH şi alte companii din ţară şi din străinătate.

Programul de livrare cuprinde toate domeniile chimiei moderne: materii colorante, pigmenţi, tenside, materiale auxiliare pentru industria textilă, eteri de celuloză, produse intermediare, medicamente, chimicale fine pentru farmaceutică, seruri, vaccinuri, materii prime pentru industria lacurilor, solvenţi, substanţe chimice organice şi anorganice, ceruri, produse glicolice, fibre chimice, materiale sintetice, îngrăşăminte, produse fitofarmaceutice, folii, aparate şi produse pentru tehnica reproducerii, maşini, aparate şi unelte pentru tehnica sudurii şi tehnica temperaturilor joase, gaze industriale, precum şi planificarea şi construcţia de instalaţii chimice.

FARBWERKE HOECHST AG, 6230 FRANKFURT/MAIN 80
REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIEI

Publicom



A241

TEHNICA MODERNĂ ÎN CONSTRUCŢII

Sudura oţelului beton cu procedeul aluminotermic — independentă de sursa de energie, economică şi sigură.

VĂ OFERIM:

- **Material de sudură Amoterm (R), pentru toate domeniile de aplicare**
- **Toate dispozitivele şi aparatele aferente**
- **Instruirea sudorilor dumneavoastră şi consultaţii speciale**

INFORMAŢII PENTRU EXPORT SE OBŢIN DE LA:

Deutscher Innen-und Aussenhandel
Chemie – Kontor 291 1055 BERLIN
Storkower Str. 133

VEB CHEMISCHE WERKE BUNA Betriebsabteilung Ammendorf 4011 Halle (Saale), Schachtstr. 11
Republica Democrată Germană

Publicom

nünchritzer silikone

EB CHEMIEWERK NÜNCHRITZ

8401 Nünchritz 2, Kreis Riesa
Republica Democrată Germană

contraquin

La Tîrgul din LEIPZIG - 1967
DRESDNER HOF III STOCK

Informații privind importul prin
PETROLEXPORT
BUCUREȘTI — STR. GABRIEL PERI, 2

CONTRAQUIN

Un procedeu de protejare contra intemperiilor, aplicabil la orice tip de construcție

CONTRAQUIN

permite să se prevină deteriorările din îngheț-dezgheț, petele de umezeală, eflorescențele, murdărirea, formarea de alge și mușchi, de ciuperci și bureți, deteriorările datorite agenților atmosferici, gazelor provenite de la unitățile industriale și atmosferei marine, formarea condensului

CONTRAQUIN

un produs verificat, pe bază de siliconi, utilizat la protejarea construcțiilor
un produs al

VEB CHEMIEWERK NÜNCHRITZ

Protejarea construcțiilor se realizează prin stropire, vopsire sau inversare.
Soluția Contraquin diluată în apă conduce în scurt timp la formarea unei pelicule invizibile de siliconi — permeabilă pentru aer dar cu efect hidrofob.

CONTRAQUIN NS 11 și NH 31

(anterior denumite CONTRAQUIN I și L)
pentru toate materialele poroase produse de industria silicaților precum: zidării de cărămidă, betoane și tencuieli, țigle de acoperiș, piatră naturală și blocuri artificiale

CONTRAQUIN NS 14

(anterior denumit CONTRAQUIN IV)
special pentru construcții utilizînd lianți pe bază de ipsos sau anhidrit, pentru plăci de ipsos sau glagit

1968 MAR 25